

UTILIZAÇÃO DE AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA EM ESTRUTURAS ESPECIAIS

Aplicação a um caso de estudo

NELSON FILIPE SOUSA BOUÇA NOVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

Coorientador: Mestre João Pedro Louro Almeida Marques

JULHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais

“Engineering is not only study of 45 subjects but is moral studies of intellectual life.”

Prakhar Srivastav

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação relata o fim do meu percurso académico. Todas as pessoas que me acompanharam ao longo desta caminhada merecem um especial agradecimento da minha parte pelo facto do companheirismo, de toda a sabedoria e amizade transmitida, tornando assim este trajeto possível.

Ao Professor José Miguel Castro pelo acompanhamento e disponibilidade demonstrada, não só em termos de elaboração deste trabalho, mas também pelos conselhos transmitidos a nível de realização pessoal.

Ao Eng.º João Marques, meu coorientador neste trabalho, pelo excecional apoio, entrega e disponibilidade demonstrada.

À empresa bysteel S.A., nomeadamente ao Eng.º Nuno Neves pela disponibilidade de abraçar este desafio e por todo o incentivo em prol do sucesso deste trabalho.

A todo o pessoal que esteve envolvido na minha formação académica pelo conhecimento que me foi transmitido, fornecendo-me competências essenciais para o meu futuro profissional.

A todas as amizades que criei nestes últimos 5 anos, em especial ao Francisco, ao Marcelo, ao Nuno e ao Pedro, companheiros que levo para a vida.

Por último, à minha família, especialmente a meus pais, que apesar das dificuldades me fizeram o homem que hoje sou.

RESUMO

A crescente exigência de estruturas mais esbeltas e com custos mais reduzidos leva a que, hoje em dia, o uso de materiais inovadores seja cada vez mais comum. O crescente processo tecnológico, ao longo das últimas décadas, permitiu o desenvolvimento de aços de construção com maior resistência associados também a propriedades mecânicas de melhor qualidade.

Posto isto, a presente dissertação visa a análise económica da aplicabilidade de aços de alta resistência a uma estrutura metálica de transferência de carga de um edifício.

Tendo como base de partida a solução de projeto, foi necessário o desenvolvimento de modelos numéricos de representação da estrutura. Em primeira instância, o processo seguiu uma análise da estrutura em comportamento linear-elástico material, com recurso a modelação por elementos de barra e, de seguida, por elementos finitos de casca, de forma a obter resultados com maior nível de precisão. Posteriormente, de modo a despistar algumas dúvidas, procedeu-se à análise da estrutura aproveitando a capacidade de deformação plástica material inerente aos aços estruturais.

No seguimento das análises efetuadas, procedeu-se à otimização da estrutura com novas classes de aço, nomeadamente S460 e S690, com seguimento da respetiva análise económica dos custos envolvidos, e à extração das respetivas conclusões.

PALAVRAS-CHAVE: Aços de alta resistência, método dos elementos finitos, análise linear-elástica, análise não linear material, análise económica.

ABSTRACT

The growing demand for leaner, lower cost structures means that the use of innovative materials is being increasingly being employed in construction. The growing technological process, over the last decades, has allowed the development of higher strength steels with better mechanical properties.

Therefore, the present dissertation aims at the economic analysis of the applicability of high strength steels on a load transfer structure of a building already executed.

Based on the initial solution, it was necessary to develop numerical models of the structure. At first, a linear elastic analysis was performed, with the use of bar-element, and then, to obtain results with a higher level of precision, with the use of shell elements. Subsequently, to dispel some doubts of the previous analysis, a plastic deformation analysis was carried out, taking advantage of the plastic capacity inherent to the structural steels.

Following these analysis, the structure was optimized with new steel grades, S460 and S690. Then it was conducted the respective economic analysis of all the costs involved, and the following conclusions were started.

KEY WORDS: High strength steels, finite element analysis, linear elastic analysis, materially nonlinear analysis, economic analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT	V
INTRODUÇÃO.....	1
1.1. MOTIVAÇÃO E ENQUADRAMENTO.....	1
1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
2 AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA.....	3
2.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO.....	3
2.2. OS AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA.....	5
2.2.1. PROCESSOS DE PRODUÇÃO.....	5
2.2.2. AÇO ESTRUTURAL – ENQUADRAMENTO NORMATIVO	6
2.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS.....	6
2.3.1. VALORES NOMINAIS DAS PROPRIEDADES DO AÇO.....	6
2.3.2. CURVAS DE TENSÃO-EXTENSÃO.....	6
2.3.3. RELAÇÃO F_y/F_u	7
2.3.4. REQUISITOS DE DUCTILIDADE	8
2.3.5. TENACIDADE À FRATURA.....	9
2.4. VANTAGENS / DESVANTAGENS.....	10
3 CASO DE ESTUDO – ANÁLISE ESTRUTURAL E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	11
3.1. APRESENTAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA	11
3.2. ANÁLISE ESTRUTURAL.....	15
3.2.1. MODELO DE BARRAS	15
3.2.1.1. Pressupostos geométricos	15
3.2.1.2. Cargas e combinações.....	15
3.2.2. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS (CASCA).....	18
3.2.2.1. Modelação de estruturas pelo MEF	18
3.2.2.2. Pressupostos geométricos	19

3.2.2.3. Cargas e combinações	19
3.2.2.4. Malha de elementos finitos	24
3.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	24
3.3.1. MODELO DE BARRAS	24
3.3.1.1. Classificação das secções.....	25
3.3.1.2. Esforços atuantes	26
3.3.1.3. Esforços resistentes	26
3.3.1.4. Estado limite de utilização	28
3.3.2. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS (CASCA)	28
3.3.2.1. Estado limite último.....	28
3.3.2.2. Estado limite de utilização	30
3.3.3. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE MODELOS.....	30
3.4. ANÁLISE ESTRUTURAL COM RECURSO A SOFTWARE DE ANÁLISE NÃO LINEAR MATERIAL (ANSYS)	30
3.4.1. ELEMENTOS DE CASCA SHELL 281	31
3.4.2. PROPRIEDADES DO MATERIAL	31
3.4.3. PRESSUPOSTOS GEOMÉTRICOS E CONDIÇÕES DE APOIO	32
3.4.4. CARGAS E COMBINAÇÕES	33
3.4.5. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.....	33
3.4.6. ANÁLISE LINEAR-ELÁSTICA	33
3.4.6.1. Deformações em Estado Limite Último	33
3.4.6.2. Estado de tensão em Estado Limite Último.....	34
3.4.7. ANÁLISE NÃO LINEAR MATERIAL.....	36
3.4.7.1. Deformações em estado limite último	36
3.4.7.2. Estado de tensão em estado limite último.....	38

4 IMPACTO ECONÓMICO DA APLICAÇÃO DE AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA..... 41

4.1. APLICAÇÃO DE AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA TENDO EM CONSIDERAÇÃO O ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO.....	41
4.1.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	42
4.1.1.1. Estado Limite Último	43
4.1.1.2. Estado Limite de Utilização	44
4.1.2. ANÁLISE DE CUSTOS.....	45
4.2. APLICAÇÃO DE AÇO S460 NA VIGA VREP.21 SEM CONSIDERAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	46

4.2.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA (ESTADO LIMITE ÚLTIMO).....	47
4.3. APLICAÇÃO DE AÇO S690 NA VIGA VREP.21 SEM CONSIDERAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	49
4.3.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA (ESTADO LIMITE ÚLTIMO).....	51
4.4. ANÁLISE ECONÓMICA DAS DIFERENTES SOLUÇÕES EM AÇO PARA A VIGA VREP.21	53
4.4.1. CUSTOS DE FABRICO.....	53
4.4.1.1. Chapas de aço	53
4.4.1.2. Corte	53
4.4.1.3. Soldaduras em fábrica	54
4.4.1.4. Armação, limpeza e qualidade	57
4.4.2. CUSTOS DE TRANSPORTE.....	57
4.4.3. CUSTOS DE MONTAGEM EM OBRA	57
4.4.3.1. Mão de obra	57
4.4.3.2. Soldadura em obra	58
4.4.3.3. Elevação	59
4.4.4. ANÁLISE COMPARATIVA DAS TRÊS SOLUÇÕES	61
4.4.4.1. Comparação de custos entre soluções	61
4.4.4.2. Análise de custos de chapas.....	63
4.4.5. OUTROS CUSTOS REDUZIDOS EM FUNÇÃO DA APLICAÇÃO DE AÇOS COM MAIOR RESISTÊNCIA.....	63
 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	 65
5.1. CONCLUSÃO	65
5.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	66
 ANEXOS	 71
ANEXO A: DESENHOS DE PORMENOR DA ESTRUTURA EM ESTUDO	73
ANEXO B: MAPA DE TENSÕES INSTALADAS – SOLUÇÃO EM AÇO S355 – PARA A VIGA VREP.20	85
ANEXO C: MAPA DE TENSÕES INSTALADAS – SOLUÇÃO EM AÇO S355 – PARA A VIGA VREP.22	87
ANEXO D: MAPA DE TENSÕES INSTALADAS – SOLUÇÃO EM AÇO S460, COM CONTEMPLAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO – PARA A VIGA VREP.20	89
ANEXO E: TABELA COM ANÁLISES DE CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES TRANSVERSAIS – SOLUÇÃO VIGA VREP.21 EM AÇO S460	91
ANEXO F: TABELA COM ANÁLISES DE CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES TRANSVERSAIS – SOLUÇÃO VIGA VREP.21 EM AÇO S690	95

ANEXO G: DADOS DE QUANTIFICAÇÃO DE PREÇOS DE SOLDADURAS 99

ANEXO H: QUANTIFICAÇÃO DE PREÇOS DE SOLDADURAS EM OBRA 101

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Iron Bridge, Shropshire, Reino Unido (Kenny, 2010).....	3
Fig. 2 – Home Insurance Building, Chicago, EUA (Corbis)	4
Fig. 3 – Ponte de Brooklyn, Nova Iorque, EUA (Geo. P. Hall & Son, 1896).....	4
Fig. 4 – Curvas tensão-extensão para diferentes classes de resistência [17].....	7
Fig. 5 – Rácio f_y/f_u em função da classe de resistência do aço [19]	7
Fig. 6 – Relações do aço estrutural em função da tensão de cedência f_y [20]	8
Fig. 7 – Resultados de ensaios de tenacidade para quatro diferentes aços estruturais [20]	9
Fig. 8 – Fachada principal do edifício A9B (bysteel S.A., 2016).....	11
Fig. 9 – Modelo BIM do edifício da estrutura em estudo (esquerda) e respetiva inserção da estrutura em estudo no edifício (direita).....	12
Fig. 10 – Vigas em estudo com apoio sobre a estrutura pré-existente.....	12
Fig. 11 – Descarga de uma das vigas – VREP.20 – em obra (bysteel S.A., 2016).....	12
Fig. 12 – Esquema representativo da viga VREP.21 (vão com aproximadamente 15 m).....	13
Fig. 13 – Geometria dos elementos de barra e respetivas condições de apoio	15
Fig. 14 – Caso de carga 2 (modelo de elementos de barra)	16
Fig. 15 - Caso de carga 3 (modelo de elementos de barra)	16
Fig. 16 - Caso de carga 4 (modelo de elementos de barra)	17
Fig. 17 - Caso de carga 5 (modelo de elementos de barra)	17
Fig. 18 - Caso de carga 6 (modelo de elementos de barra)	18
Fig. 19 – Modelação com elementos de casca.....	19
Fig. 20 - Caso de carga 2 (MEF).....	20
Fig. 21 - Caso de carga 3 (MEF).....	22
Fig. 22 - Caso de carga 4 (MEF).....	22
Fig. 23 - Caso de carga 5 (MEF).....	23
Fig. 24 - Caso de carga 6 (MEF).....	23
Fig. 25 – Malha de elementos finitos gerada automaticamente pelo Robot SA	24
Fig. 26 – Mapa de tensões instaladas na viga VREP.21 (solução em aço S355).....	29
Fig. 27 – Elemento SHELL281 [27].....	31
Fig. 28 – Modelo de comportamento do material adotado	32
Fig. 29 – Modelação da estrutura com elementos de casca no software <i>ANSYS Mechanical APDL</i> ..	32
Fig. 30 – Malha de elementos finitos gerada (ANSYS)	33
Fig. 31 – Estado de deformação para ELU resultantes da análise linear-elástica material	34

Fig. 32 – Mapa de tensões instaladas resultantes da análise linear-elástica material	35
Fig. 33 – Mapa de tensões instaladas para a viga VREP.21 (análise linear-elástica)	35
Fig. 34 – Estado de deformação para ELU resultantes da análise não linear material	37
Fig. 35 Mecanismo de plastificação local numa das vigas transversais secundárias	38
Fig. 36 - Mapa de tensões instaladas resultantes da análise não linear material.....	39
Fig. 37 - Mapa de tensões instaladas resultantes da análise não linear material (tensão equivalente a uma extensão material de 5%)	40
Fig. 38 – Estado de tensão instalado no mecanismo de rotura local verificado numa das vigas transversais secundárias	40
Fig. 39 - Mapa de tensões instaladas na viga VREP.21 (solução em aço S460, com consideração do estado limite de utilização)	43
Fig. 40 - Mapa de tensões instaladas na viga VREP.21 (solução em aço S460).....	48
Fig. 41 - Mapa de tensões instaladas na viga VREP.21 (solução em aço S690).....	52
Fig. 42 – Identificação das soldaduras de ligação alma-banzo estudadas.....	54
Fig. 43 - Identificação das soldaduras de topo estudadas	56
Fig. 44 – Partição da viga VREP.21 para obra	58
Fig. 45 - Localização da auto-grua perante a estrutura em estudo e respetivos pesos das vigas (em aço S355)	59
Fig. 46 – Tabelas dos catálogos da AG700 (à esquerda) [28], e da AG500 (à direita) [29] com respetiva validação de troca de auto-grua	60
Fig. 47 – Análise gráfica dos vários fatores intervenientes no custo total da viga VREP.21	62
Fig. 48 – Variação de pesos (à esquerda) e de custos (à direita) de chapas.....	63
Fig. 49 - Mapa de tensões instaladas na viga VREP.20 (solução em aço S355).....	85
Fig. 50 - Mapa de tensões instaladas na viga VREP.22 (solução em aço S355).....	87
Fig. 51 - Mapa de tensões instaladas na viga VREP.20 (solução em aço S460, com consideração do estado limite de utilização)	89

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Requisitos de ductilidade	9
Quadro 2 – Espessuras de almas e banzos da viga VREP.21	14
Quadro 3 – Mapas de cargas para o caso de carga 2 (MEF)	21
Quadro 4 - Valores nominais da tensão de cedência f_y em função da espessura nominal t do componente da secção (S355)	24
Quadro 5 -Propriedades geométricas da secção.....	25
Quadro 6 – Estado limite de utilização (modelo de elementos de barras)	28
Quadro 7 – Mapa de tensões para as secções críticas (solução em aço S355).....	29
Quadro 8 – Estado limite de utilização (MEF).....	30
Quadro 9 – Comparação de deslocamentos verticais entre diferentes tipos de modelação	30
Quadro 10 – Propriedades do material	31
Quadro 11 – Comparação de deformação vertical entre modelação em software Robot SA e ANSYS Mechanical APDL (para ELU)	34
Quadro 12 – Mapa de tensões para zonas críticas (análise linear-elástica em ANSYS).....	36
Quadro 13 – Comparação de deformações verticais entre análise linear-elástica e a análise não linear material.....	37
Quadro 14 – Estado limite de utilização para solução em aço S355.....	41
Quadro 15 – Alterações à viga VREP.21 para solução em aço S460 tendo em conta o estado limite de utilização.....	42
Quadro 16 - Valores nominais da tensão de cedência f_y em função da espessura nominal t do componente da secção (S460 e S690).....	43
Quadro 17 – Mapa de tensões para as secções críticas (solução em aço S460, com consideração do estado limite de utilização)	44
Quadro 18 – Estado limite de utilização (solução em aço S460, com consideração do estado limite de utilização)	45
Quadro 19 – Custo de aço por classe de resistência	45
Quadro 20 – Variação de peso/custo para solução em aço S460 (com consideração do estado limite de utilização)	46
Quadro 21 - Alterações à viga VREP.21 para solução em aço S460.....	47
Quadro 22 - Mapa de tensões para as secções críticas (solução em aço S460)	49
Quadro 23 - Alterações à viga VREP.21 para solução em aço S690.....	51
Quadro 24 - Mapa de tensões para as secções críticas (solução em aço S690)	52
Quadro 25 – Redução em peso de chapa	53
Quadro 26 – Redução em custo de chapa	53

Quadro 27 – Redução em custo de corte de chapa.....	54
Quadro 28 – Intervenientes no custo de soldaduras.....	55
Quadro 29 – Custo de soldaduras de ângulo em função da espessura do cordão de soldadura	55
Quadro 30 – Redução em custo de soldaduras de ângulo	56
Quadro 31 – Custo de soldaduras de topo em função da espessura do cordão de soldadura	56
Quadro 32 – Redução em custo de soldaduras de topo.....	57
Quadro 33 – Custos de armação, limpeza e qualidade	57
Quadro 34 – Custo de transporte	57
Quadro 35 – Custo de mão de obra	58
Quadro 36 – Redução do custo de soldaduras em obra.....	59
Quadro 37 – Analogia utilizada para determinação de novos pesos da viga VREP.22 para aplicação de aços S460 e S690	60
Quadro 38 – Redução em custo de solução de elevação para a viga VREP.21	61
Quadro 39 – Análise de custos global entre soluções	61
Quadro 40 – Escolha da classe de qualidade segundo a EN 10164 [11].....	64
Quadro 41 - Mapa de tensões para as secções críticas da viga VREP.20 (solução em aço S355)	85
Quadro 42 - Mapa de tensões para as secções críticas da viga VREP.22 (solução em aço S355)	87
Quadro 43 - Mapa de tensões para as secções críticas da viga VREP.20 (solução em aço S460, com consideração do estado limite de utilização).....	89
Quadro 44 – Propriedades seccionais para classificação de secções transversais (solução em aço S460)	91
Quadro 45 - Classificação de secções transversais – componentes internos comprimidos – almas (solução em aço S460).....	92
Quadro 46 - Classificação de secções transversais – componentes internos comprimidos – parte interna do banzo comprimida (solução em aço S460)	93
Quadro 47 - Classificação de secções transversais – componentes internos comprimidos – banzos em consola (solução em aço S460)	94
Quadro 48 - Classificação de secções transversais – classificação final (solução em aço S460)	94
Quadro 49 - Propriedades seccionais para classificação de secções transversais (solução em aço S690)	95
Quadro 50 - Classificação de secções transversais – componentes internos comprimidos – almas (solução em aço S690).....	96
Quadro 51 - Classificação de secções transversais – componentes internos comprimidos – parte interna do banzo comprimida (solução em aço S690)	96
Quadro 52 - Classificação de secções transversais – componentes internos comprimidos – banzos em consola (solução em aço S690)	97

Quadro 53 - Classificação de secções transversais – classificação final (solução em aço S690).....	97
Quadro 54 - Quantificação das variáveis intervenientes no custo de soldaduras de ângulo	99
Quadro 55 - Quantificação das variáveis intervenientes no custo de soldaduras de topo	99
Quadro 56 - Custo de soldaduras de ângulo, em obra, em função da espessura do cordão	101
Quadro 57 - Custo de soldaduras de topo, em obra, em função da espessura do cordão	101

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A - extensão após rotura

A_v - área resistente ao esforço transversal

E - módulo de elasticidade

E_d - valor de cálculo do efeito das ações

f_y - tensão de cedência

f_u - tensão última

G - módulo de distorção

G_k - valor característico de uma ação permanente

$G_{k,j}$ - valor característico da ação permanente j

h_w - altura da alma

L - comprimento de um elemento

$M_{c,Rd}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal

M_{Ed} - valor de cálculo do momento fletor atuante

$M_{pl,Rd}$ - valor de cálculo do momento fletor plástico resistente

Q_k - valor característico de uma ação variável

$Q_{k,j}$ - valor característico da ação variável j

S - momento estático

t_w - espessura da alma

$V_{c,Rd}$ - valor de cálculo do esforço transversal resistente

V_{Ed} - valor de cálculo do esforço transversal atuante

$V_{pl,Rd}$ - valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico

W_{pl} - módulo de flexão plástico de uma secção transversal

Z - percentagem de redução de área

α - coeficiente de dilatação térmica linear

δ - deslocamento

ε - extensão

ε_u - extensão última

γ_M - coeficiente parcial de segurança

η - fator de conversão

σ - tensão

BIM - Building Information Modeling

CAD - Computer-Aided Design

ECSC - European Coal and Steel Community

EN - European Norm

ELU - Estado Limite Último

EUA - Estados Unidos da América

MEF - Método dos Elementos Finitos

NP - Norma Portuguesa

PRS - Perfis Reconstituídos Soldados

Eng.^o - Engenheiro

Fig. - Figura

S.A. - Sociedade Anónima

Ton. - Tonelada

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO E ENQUADRAMENTO

A exigência técnica crescente em estruturas metálicas, a otimização estrutural como pressuposto para garantir a majoração dos espaços disponíveis e a esbelteza pretendida pela imagem arquitetónica, são algumas das novas exigências associadas à conceção de estruturas metálicas.

Atualmente, tendo como garantido a existência de materiais com melhores características de resistência, e perante os condicionalismos apresentados acima, torna-se fulcral a necessidade de estudo de soluções com aços de maiores classes de resistência.

A aplicação deste tipo de aços em estruturas especiais, em particular estruturas realizadas com perfis reconstituídos soldados (PRS) sujeitos a elevados esforços, implicando por isso recurso a chapas de elevada espessura, deve ser avaliada, quer em termos de controlo do dimensionamento, quer ao nível do impacto económico em todo o processo de produção, transporte e montagem.

É neste sentido, para a bysteel S.A., empresa especializada na conceção/projeto, produção e montagem de estruturas metálicas, que nasce a necessidade de estudo da aplicabilidade destes novos tipos de aço, procedendo assim à otimização de uma estrutura já realizada pela empresa, avaliando todos os custos associados à mesma. Posteriormente, importa realizar uma análise económica dos mesmos, avaliando assim a favorável (ou não) aplicação de aços de alta resistência em detrimento dos aços estruturais tradicionais.

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO

O presente trabalho consiste no estudo de um elemento estrutural de transferência de carga de um edifício de nove pisos, já executado em aço S355 e com chapas de até 120mm de espessura. Em primeira instância, tendo como ponto de partida a estrutura realizada em aço S355, é fundamental validar esta solução de modo a poder ser considerada como ponto de partida para o trabalho a desenvolver.

Neste sentido, após validação da solução inicial, pretende-se analisar o referido elemento com aços das classes S460 e S690, avaliando posteriormente todos os custos envolvidos à conceção da estrutura, nomeadamente aos custos relacionados a fabrico, transporte e montagem. Com base nos resultados obtidos realizar-se-á um estudo económico no qual se pretende identificar as principais variáveis para uma posterior parametrização.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, organizados segundo uma lógica sequencial, tendo por base o processo lógico que um trabalho de projeto apresenta.

No presente capítulo realiza-se um breve enquadramento do tema em estudo e dos objetivos traçados para o mesmo.

No Capítulo 2 apresenta-se um breve enquadramento histórico da utilização do aço estrutural, seguida do estudo de características de aços de alta resistência, nomeadamente os seus processos de produção, bem como propriedades mecânicas e respetivas analogias aos aços estruturais comuns.

Seguidamente, no Capítulo 3 são abordados os aspetos a ter em atenção na modelação de uma estrutura baseada em análises avançadas, nomeadamente por modelos de elementos finitos.

O Capítulo 4 é dedicado à caracterização e análise estrutural da solução inicial da estrutura em estudo. É assim apresentada a estrutura, passando à modelação estrutural através de diversos tipos de modelação, sendo inicialmente estudada através de modelos de comportamento material linear-elástico, passando por último para análise da mesma tendo em conta a capacidade resistente inerente ao aço estrutural.

Relativamente ao Capítulo 5, serão realizadas as otimizações inerentes ao processo de aplicação de aços de classes superiores de resistência, procedendo-se posteriormente à variação de custos associados às otimizações efetuadas.

Por último, no Capítulo 6 são apresentadas as considerações finais do trabalho desenvolvido, assim como sugestões para eventuais desenvolvimentos futuros.

2

AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA

2.1. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

O aço tal como o conhecemos atualmente evoluiu a partir da produção do ferro. Os objetos de ferro mais antigos alguma vez encontrados, com cerca de 5000 anos, foram descobertos numa escavação em 1911, perto de el-Gerzeh no Egito, sendo estas peças originárias de um meteorito [1]. Alguns relatos da China e Índia indicam que o ferro foi sendo utilizado em 2000 a.C., não sendo, contudo, possível de provar que foram feitos pelo Homem [2].

Com o surgimento da Revolução Industrial, nos finais do século XVIII, aparece a indústria do ferro e assim o surgimento de estruturas metálicas por toda a Europa. Inicialmente, estas estruturas eram realizadas com ferro fundido e ferro forjado, sendo o aço começado a ser usado na segunda metade do século XIX [3].

Um dos marcos do surgimento desta indústria centra-se na Iron Bridge, localizada em Telford - Shropshire, Inglaterra. Com o final da construção datado de 1779, surgiu como a primeira ponte de ferro fundido, sendo projetada por Abraham Darby III e o arquiteto Thomas Farnolls Pritchard [4].



Fig. 1 – Iron Bridge, Shropshire, Reino Unido (Kenny, 2010)

Os processos de transformação do ferro em aço eram primordialmente realizados para ferramentas e armas, pelo que o ferro forjado macio era superficialmente revestido por carbono, para o material adquirir melhor proteção contra a corrosão/maior resistência [2].

O aço começou a ser utilizado em grande escala motivado pelo processo de Bessemer desenvolvido pelo engenheiro inglês Henry Bessemer [5], o primeiro processo industrial de baixo custo para a produção

em massa de aço, patenteado em 1855. O princípio deste processo concentrava-se na remoção de impurezas do ferro pela oxidação com ar soprado através do ferro fundido.

As vantagens do ferro forjado e do aço relativamente aos materiais até então usados na época eram a alta resistência a esforços de tração, o que representava uma grande melhoria em relação à pedra, tijolo e ferro fundido [3].

Chicago foi uma das cidades pioneiras na utilização do aço para fins estruturais. Com o incêndio que devastou Chicago, em 1871, tornava-se fundamental reconstruir a cidade surgindo assim a “Escola de Chicago”, estilo de construção que prioriza o uso do ferro/aço. Desta forma, surge o primeiro arranha-céus no mundo com 12 andares, denominado como Home Insurance Building, com estrutura feita de aço, inaugurado em 1885, em Chicago [6].



Fig. 2 – Home Insurance Building, Chicago, EUA (Corbis)

Com este impulso gerado pelas novas construções de Chicago, todo o país começa a utilizar em força o aço, sendo nos finais do século XIX o maior produtor de aço do mundo [7]. Outro dos marcos da utilização de aço no mundo centra-se na Ponte de Brooklyn, Nova Iorque, sendo a primeira ponte suspensa com cabos de aço.

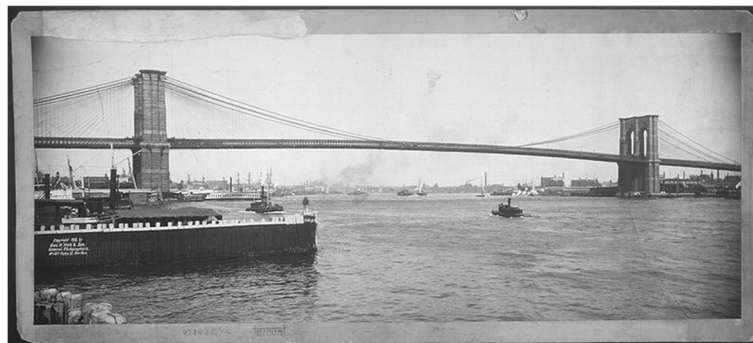


Fig. 3 – Ponte de Brooklyn, Nova Iorque, EUA (Geo. P. Hall & Son, 1896)

A nível europeu, nos meados do século XX, após a II Guerra Mundial, foi formada a ECSC (European Coal and Steel Community) pelos 6 países do centro da Europa: França, Itália, Benelux (Bélgica, Holanda e Luxemburgo) e a Alemanha Ocidental [8]. Este mercado comum foi um grande impulsionador de produção de aço na Europa.

Hoje em dia, e desde os finais de 2011, a China apresenta-se como o maior produtor de aço do mundo. Em 2017, a produção mundial de aço bruto chegou a 1690 milhões de toneladas, sendo a China responsável por 49,2% dessa produção [9].

2.2. OS AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA

Com o desenvolvimento crescente de estruturas de engenharia civil, nomeadamente estruturas feitas em aço, a crescente exigência de aços com maior resistência e menor peso tem surgido. Assim, nos últimos anos, o uso de aços de alta resistência tem crescido exponencialmente. No entanto, o uso baseado em cálculo pelas normas vigentes torna-se uma tarefa complicada pois parte delas contém pouca informação acerca dos mesmos, sendo necessário para um projeto de aços de alta resistência outro tipo de abordagem devido às diferentes propriedades que estes apresentam.

Os aços de alta resistência são assim denominados pela sua grande resistência (com tensões de cedência compreendidas entre 420 MPa até 1100 MPa). Para além disso, apresentam outras boas características tais como boa soldabilidade e alta tenacidade.

2.2.1. PROCESSOS DE PRODUÇÃO

Um dos fatores contributivos para a maior resistência dos aços é o seu teor em carbono. Assim, no início da produção dos aços de alta resistência, o aumento da percentagem de carbono provocou um aumento substancial em termos de resistência. Esta percentagem de carbono situava-se no intervalo de 0,18-0,25%. No entanto, verificou-se que com o aumento da quantidade de carbono, os aços iam perdendo as propriedades de soldabilidade, sendo assim necessário reduzir a quantidade de carbono. Deste modo, nos aços de alta resistência usados atualmente, a quantidade de carbono situa-se na gama de 0,11 a 0,16%, compensando a perda de resistência pela redução do teor em carbono com a adição de outros elementos como o manganésio, nióbio, molibdénio e vanádio [2].

A garantia de boas condições de soldabilidade deste tipo de aços deve-se ao baixo teor em enxofre, num máximo de 0,006% [10].

Relativamente aos processos de produção do aço, estes tomam duas variantes: tratamento químico ou térmico:

- Tratamento químico: este processo de melhoria da resistência do aço consiste na adição de elementos químicos tais como o cobre e manganésio;
- Tratamento térmico: este método, vulgarmente mais utilizado, tem como cerne a alteração na microestrutura do aço, nomeadamente ao tamanho do grão, tornando assim os aços mais resistentes, mantendo as boas propriedades de soldabilidade.

Assim sendo, o processo de produção do aço através de tratamento térmico é o processo mais utilizado hoje em dia, pois permite manter boas propriedades de soldabilidade do aço (tendo este processo subprocessos de produção do mesmo).

2.2.2. AÇO ESTRUTURAL – ENQUADRAMENTO NORMATIVO

Para a execução de um projeto de estruturas metálicas, o Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço apresenta um conjunto de regras quanto a metodologias de cálculo e verificação de segurança, propriedades dos materiais, durabilidade, entre outros. Este documento encontra-se dividido em várias partes, das que evidencio para o trabalho realizado as seguintes:

- NP EN 1993-1-1: Regras gerais e regras para edifícios [11];
- NP EN 1993-1-5: Elementos estruturais constituídos por placas [12];
- EN 1993-1-6: Resistência e estabilidade de elementos de casca [13];
- NP EN 1993-1-10: Tenacidade dos materiais e propriedades segundo a espessura [14];
- EN 1993-1-12: Regras adicionais para a extensão da EN 1993 até aços S700 [15].

Visto a utilização de aços de alta resistência ser o principal tema abordado no decorrer do trabalho, a norma EN1993-1-12 irá ser alvo de especial atenção, tendo também como apoio outros documentos que apoiem o projeto destes aços.

2.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

2.3.1. VALORES NOMINAIS DAS PROPRIEDADES DO AÇO

Para efeitos de cálculo, aços correntes e aços de alta resistência partilham os mesmos valores relativamente às seguintes propriedades [11]:

- módulo de elasticidade $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$
- módulo de distorção $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \cong 81\,000\text{ N/mm}^2$
- coeficiente de Poisson em regime elástico $\nu = 0,3$
- coeficiente de dilatação térmica linear $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ por }K\text{ (para }T \leq 100^\circ C)$

2.3.2. CURVAS DE TENSÃO-EXTENSÃO

As curvas de tensão-extensão são usadas para representar as propriedades mecânicas dos aços estruturais. Na figura seguinte, estão representadas diferentes curvas tipo para diferentes aços de alta resistência, nomeadamente, o aço Q460 (fabricado na China) semelhante ao S460, e os aços S690 e S960 produzidos na Europa. Estas curvas são resultado de ensaios de tração dos materiais [16].

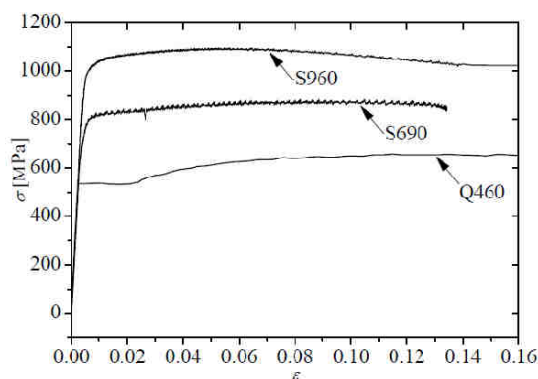


Fig. 4 – Curvas tensão-extensão para diferentes classes de resistência [17]

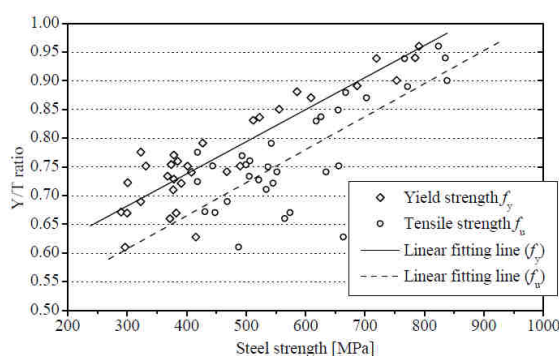
Após observação das curvas denota-se que, com o aumento da resistência do aço, o comprimento do patamar de cedência diminui (menor ductilidade), patamar este que, inclusive, não é visível nos aços S690 e S960.

Para os aços ordinários, a extensão correspondente ao patamar de cedência vai desde os 0,2% até aos 2,5% [18], enquanto que no aço Q460 a extensão no final do patamar de cedência é reduzida para valores de extensão próximos de 2,0%.

Além da redução do patamar de cedência, com o aumento da resistência do aço, a extensão correspondente à tensão última à tração reduz, e a tensão de cedência aproxima-se da tensão última de tração, o que significa que o rácio f_y/f_u se torna maior. Sivakumaran [19] considera que este rácio nos dá uma boa indicação do ganho de resistência dos aços e da sua ductilidade, indicando assim que aços de alta resistência têm menor ductilidade.

2.3.3. RELAÇÃO F_y/F_u

A relação f_y/f_u é uma das propriedades materiais mais importantes. Sivakumaran [19] resumiu vários estudos de tração dos aços e chegou à conclusão que o rácio f_y/f_u se torna maior com o aumento da resistência dos aços, como se pode verificar na figura seguinte:

Fig. 5 – Rácio f_y/f_u em função da classe de resistência do aço [19]

Langenberg [20] estudou as propriedades de quatro tipos de aço estrutural a partir dos ensaios de tração material com os aços S355, S460, S690 e S890, como se pode verificar na Figura 6. Nesta figura, no

eixo das abcissas temos representadas as respetivas tensões de cedência f_y , na ordenada à esquerda o rácio f_y/f_u e à direita a percentagem de extensão após rotura A e a percentagem de redução de área Z.

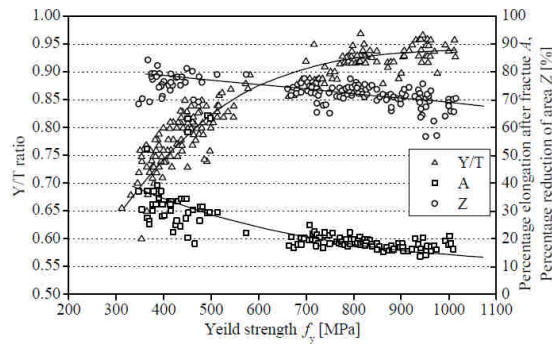


Fig. 6 – Relações do aço estrutural em função da tensão de cedência f_y [20]

Da análise da figura, observa-se que com o aumento da tensão de cedência, o rácio f_y/f_u aproxima-se da unidade. Para os aços de alta resistência S690 e S890 os rácios centram-se próximos de 0,95, enquanto que para o aço S460 o rácio está próximo de 0,8 e tem uma alta variação, facto que também acontece no aço S355.

Com o aumento da resistência do aço, a extensão após rotura A sofre uma diminuição, tal como já havia sido constatado no ponto anterior. Outro fator também estudado neste gráfico centra-se na percentagem de redução de área Z, ao qual evidencia-se que esta percentagem diminui com o aumento da resistência do aço, fruto da menor ductilidade que estes aços apresentam. Em suma, o rácio f_y/f_u para aços de alta resistência é maior quando comparado com os aços ordinários, valor esse que pode exceder 0,85 para aços com resistências superiores a 690 MPa.

2.3.4. REQUISITOS DE DUCTILIDADE

A norma EN 1993-1-1 impõe requisitos de ductilidade mínima para as diferentes classes de aço, em termos de limites para os valores das relações f_y/f_u , extensão após rotura e extensão última ϵ_u , correspondente à tensão última f_u .

Para aços com resistência superior a S460 estes valores ainda sofrem alterações devido a estudos recentes [21], estudos esses que complementam a norma EN1993-1-12 com recomendações adicionais traduzidas no Quadro 1.

Quadro 1 – Requisitos de ductilidade

Aplicabilidade	Relação f_y/f_u ¹	Extensão após rotura	Extensão última ϵ_u
S235 – S460	$\leq 0,91$	$\geq 15\%$	$\epsilon_u \geq 15 \epsilon_y$
S460 – S700 [21]	$\leq 0,95$	$\geq 12\%$	$\epsilon_u \geq 15 \epsilon_y$
	Para análise global elástica		
	$\leq 0,91$	$\geq 15\%$	$\epsilon_u \geq 15 \epsilon_y$
	Para análise global plástica		

Com a observação dos valores apresentados no quadro anterior, podemos concluir que um alto rácio de f_y/f_u é limitativo, especialmente no que toca ao dimensionamento sísmico e quando entramos no domínio plástico do cálculo das estruturas, embora este campo de influência de efeitos de uma alta relação f_y/f_u necessite de maior investigação. Alguns investigadores já estudaram este domínio, nomeadamente a capacidade plástica de rotação das rótulas entre viga-coluna e descobriram que ainda existe suficiente capacidade de rotação plástica e não existe rotura frágil da mesma, mesmo quando o rácio f_y/f_u esteja próximo do valor unitário [22].

2.3.5. TENACIDADE À FRATURA

Langenberg [20] estudou a tenacidade de quatro diferentes aços representando as propriedades na Fig. 7. Na abcissa temos representada a tensão de cedência f_y e na ordenada a temperatura onde o modo de rotura passa de dúctil a frágil, ao qual é definida como a temperatura à qual a energia mínima KV não será inferior a 27J no ensaio de tenacidade Charpy (i.e., T_{27J}) [14].

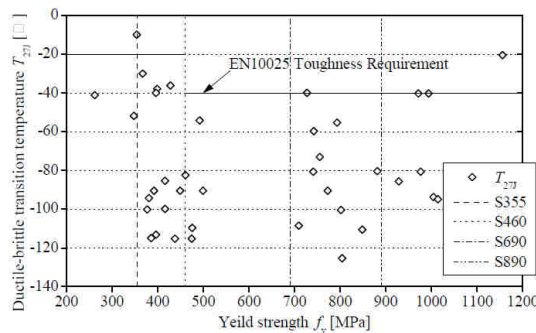


Fig. 7 – Resultados de ensaios de tenacidade para quatro diferentes aços estruturais [20]

Baseado na observação dos dados da figura, chegamos à conclusão que as temperaturas de transição dos aços de alta resistência são menores que as mesmas para aços ordinários, o que nos indica que a tenacidade nos aços de alta resistência é melhor. Uma das principais razões foca-se no facto de que os

¹ Na norma EN1993-1-1, os valores são apresentados para a relação f_u/f_y .

aços de alta resistência hoje produzidos têm maior resistência não pela adição de carbono ou manganésio, mas sim por um correto tratamento térmico [20].

2.4. VANTAGENS / DESVANTAGENS

Podemos assim definir algumas vantagens/desvantagens na utilização deste tipo de aços [10]:

Vantagens:

- Económicas: com o aumento da resistência, as secções podem ser diminuídas. Assim, os custos de fabrico/preparação podem sofrer reduções significativas;
- Arquitetónicas: visto as secções poderem ser mais esbeltas, serão assim criadas estruturas com melhor harmonia e com melhor enquadramento estético;
- Meio ambiente: com a menor utilização de aço, gastam-se menos recursos naturais aliados à sua produção;
- Segurança: os aços modernos de alta resistência, aliados à grande resistência, possuem também uma alta tenacidade, ou seja, uma grande capacidade de absorver energia até à sua rotura, permitindo uma maior segurança nas estruturas.

Desvantagens:

- Menor ductilidade que os aços correntes;
- Menor capacidade de deformação plástica;
- Maior custo unitário face aos aços correntes.

3

CASO DE ESTUDO – ANÁLISE ESTRUTURAL E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

3.1. APRESENTAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura em estudo consiste num elemento estrutural de transferência de carga de um edifício com nove pisos, e pertence a uma obra já realizada pela empresa bysteel S.A. O referido elemento está presente no edifício A9B, um imponente complexo de escritórios em Paris, França, localizado na margem esquerda do rio Sena, construído sobre a linha férrea, próximo da estação ferroviária de Austerlitz.



Fig. 8 – Fachada principal do edifício A9B (bysteel S.A., 2016)

Este elemento estrutural, composto por três vigas de grandes dimensões, bem como quatro vigas transversais secundárias, tem como função a transferência de cargas da superestrutura para a estrutura já existente do metro de Paris. O elemento trata-se apenas de uma pequena parte da estrutura realizada por parte da empresa, encontrando-se na Figura 9 a localização da mesma no edifício.

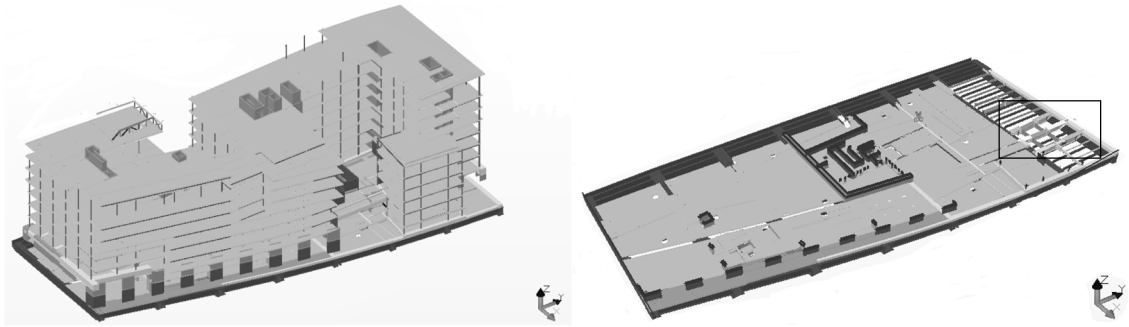


Fig. 9 – Modelo BIM do edifício da estrutura em estudo (esquerda) e respetiva inserção da estrutura em estudo no edifício (direita)

Podemos observar, na Figura 9 a inserção da estrutura em estudo (retângulo) na estrutura global do edifício. As mesmas encontram-se na parte inferior do edifício, sob a estrutura do metro de Paris.

Na Figura 10 estão representadas as três vigas em estudo, bem como respetivas vigas transversais secundárias. Na mesma figura, observa-se a inserção destas vigas na estrutura pré-existente.

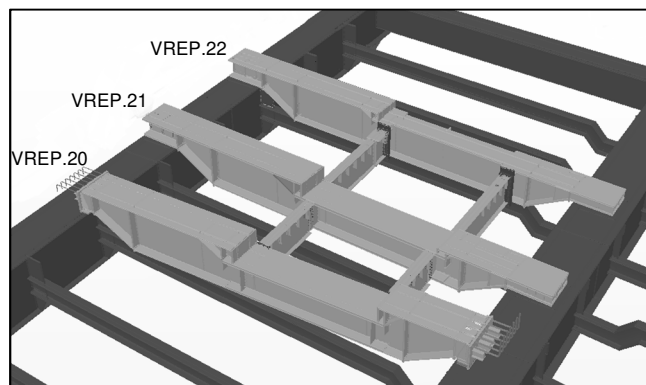


Fig. 10 – Vigas em estudo com apoio sobre a estrutura pré-existente

Na Figura 10 foi apresentada a designação correspondente a cada viga, ponto importante no presente estudo pois as vigas serão tratadas pela sua respetiva designação. Na Figura 11, podemos observar uma das vigas a ser descarregada no local de implementação em obra. Destaque nas dimensões da estrutura.



Fig. 11 – Descarga de uma das vigas – VREP.20 – em obra (bysteel S.A., 2016)

Tendo em conta a grande dimensão destas vigas, realizadas em aço de classe S355, torna-se assim desafiante proceder a uma análise da mesma estrutura com outros tipos de classes de aço, de modo a reduzir o peso/custo associados.

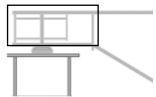
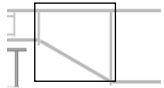

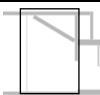


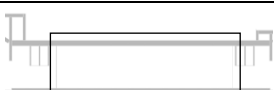

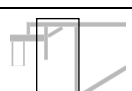
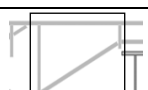
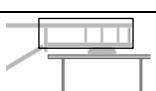
No presente trabalho, será analisada, em particular, a viga central (VREP.21), pelo que esta será alvo de maior descrição no corpo do texto, em detrimento das restantes.



Fig. 12 – Esquema representativo da viga VREP.21 (vão com aproximadamente 15 m)

No Quadro 2, são apresentados os valores das características seccionais da viga VREP.21. Estão apenas apresentados os valores referentes a espessuras de almas e banzos, podendo ser encontrado no Anexo A as restantes características desta viga e da restante estrutura.

Quadro 2 – Espessuras de almas e banzos da viga VREP.21

Secção	Espessura das almas	Espessura dos banzos
	40 mm	65 mm
	40 mm	65 mm
	25 mm	65 mm
	50 mm	65 mm
	50 mm	Banzo superior: 65 mm Banzo inferior: 100 mm
	50 mm	100 mm
	25 mm	100 mm
	50 mm	Banzo superior: 65 mm Banzo inferior: 100 mm
	50 mm	65 mm
	120 mm	65 mm
	120 mm	65 mm

Os elementos de detalhe desta estrutura, respeitantes ao projeto de execução realizado pela bysteel S.A. encontram-se no Anexo A.

3.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

Esta estrutura, além de possuir dimensão considerável, inerente ao facto de ser uma estrutura de transferência de carga de um grande edifício, encontra-se sujeita a elevadas cargas, o que torna particularmente complexa a sua reprodução em modelos numéricos.

Em estudo prévio, foi realizado por parte da equipa de projeto da bysteel S.A. um primeiro estudo de modelação da estrutura recorrendo à modelação das vigas com elementos de barra para traduzir a geometria das mesmas. Posteriormente, devido à presença de carregamentos em zonas pontuais da estrutura, carregamentos esses de elevada magnitude, tornou-se indispensável a modelação da estrutura com métodos de cálculo mais avançados, nomeadamente o Método dos Elementos Finitos, de modo a prever com um elevado grau de fiabilidade o comportamento da estrutura [23].

As modelações apresentadas neste subcapítulo terão como recurso ao software *Robot Structural Analysis Professional*.

3.2.1. MODELO DE BARRAS

3.2.1.1. Pressupostos geométricos

A estrutura em estudo é constituída por secções em caixão. De forma a responder às forças de desvio resultantes da não linearidade na altura das secções, bem como para reforço em zonas da estrutura devido a efeitos de cargas pontuais aplicadas na mesma, foram introduzidas chapas adicionais, de forma a atenuar os efeitos que possam surgir de tais particularidades. Para efeitos de cálculo, neste modelo foram dispensadas as placas referidas, por se considerar que pouco contribuem para a rigidez da viga.

Assim, a geometria das vigas é representada pelo contorno exterior das mesmas, nomeadamente os seus banzos e almas, como podemos verificar na figura seguinte:

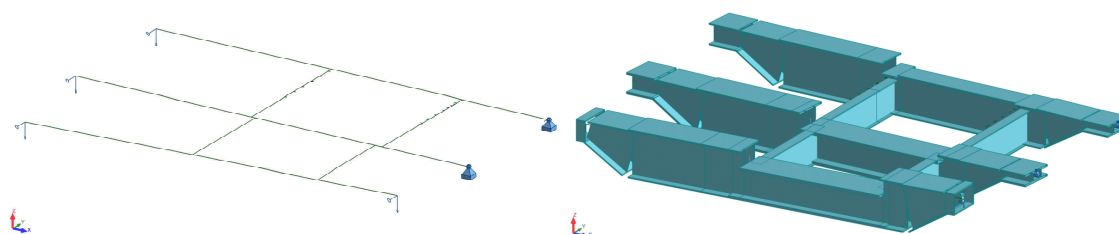


Fig. 13 – Geometria dos elementos de barra e respetivas condições de apoio

Devido à não linearidade dos eixos das vigas, resultantes das diferentes alturas das secções, foi necessário ter em atenção essa particularidade, sendo assim realizadas alterações nos eixos das vigas, com recurso à funcionalidade “offset” disponível no software, alterando assim a posição dos eixos das vigas de modo a fazer corresponder a geometria à realidade.

3.2.1.2. Cargas e combinações

Perante uma estrutura sujeita a um elevado número de casos de carga devido ao facto de estar inserida num edifício de grandes dimensões, importa simplificar as análises de modo a chegar aos casos de carga condicionantes para proceder ao dimensionamento da mesma.

Assim, de seguida são representados os casos de carga condicionantes que serão tomados em consideração para dimensionamento da estrutura em estudo [23]:

1. Peso próprio da estrutura;
2. Cargas induzidas pelos pilares de betão que estão apoiados nos topos das vigas VREP.21 e VREP.22 (carácter permanente);

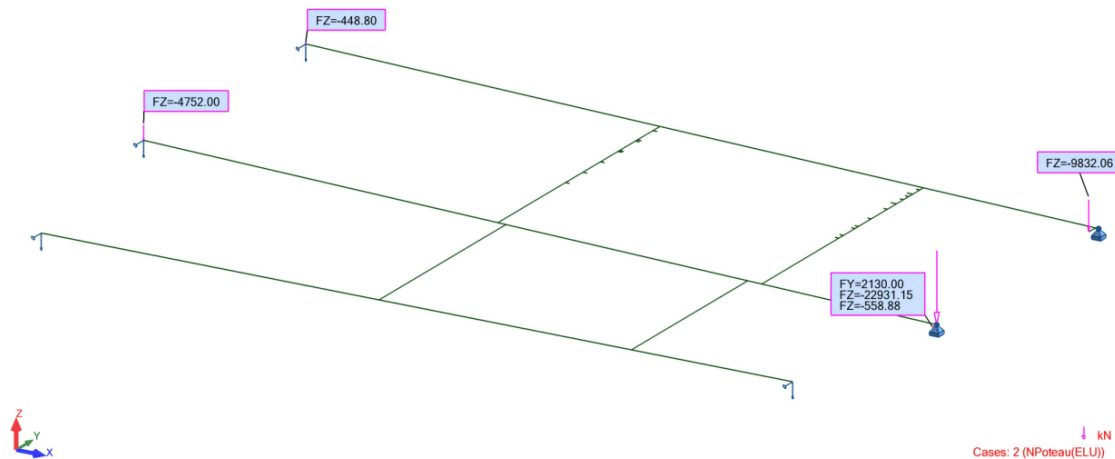


Fig. 14 – Caso de carga 2 (modelo de elementos de barra)

3. Cargas permanentes induzidas pela superestrutura;

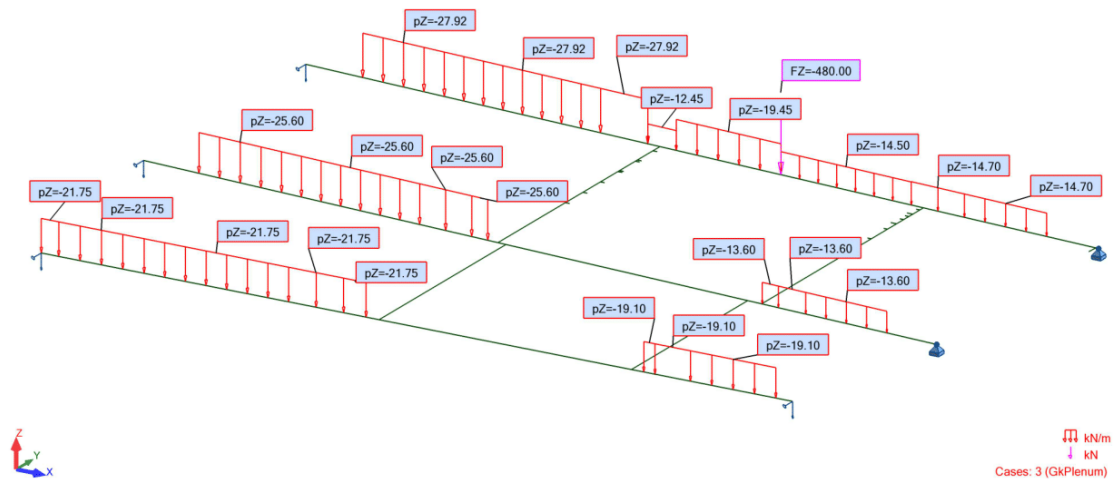


Fig. 15 - Caso de carga 3 (modelo de elementos de barra)

4. Cargas variáveis induzidas pela superestrutura;

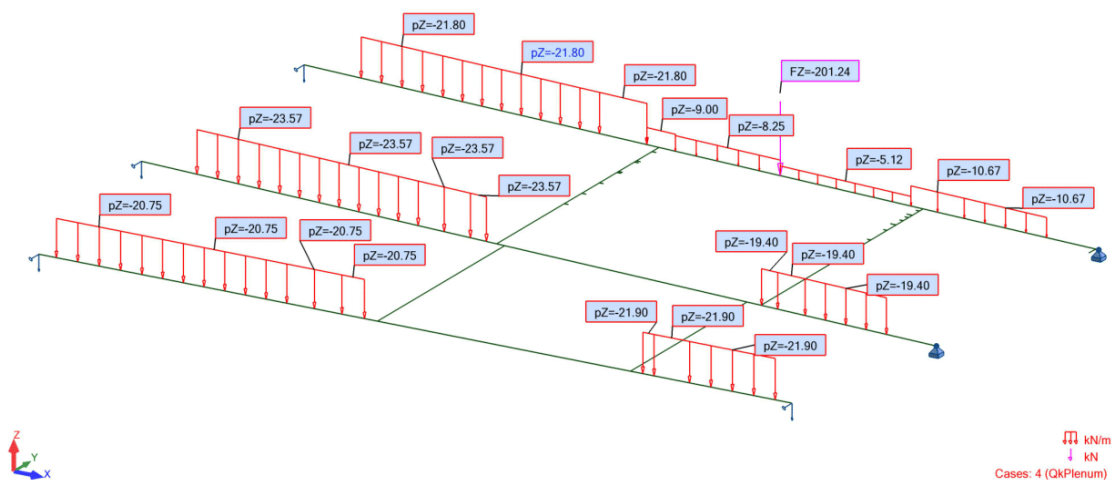


Fig. 16 - Caso de carga 4 (modelo de elementos de barra)

5. Macacos hidráulicos com apoio nas vigas, com função de transmitir as cargas do núcleo de betão (numa fase inicial da obra, os núcleos de betão sobrejacentes às vigas transversais estavam desligados das mesmas, e a sua carga era transmitida às vigas através de macacos hidráulicos);

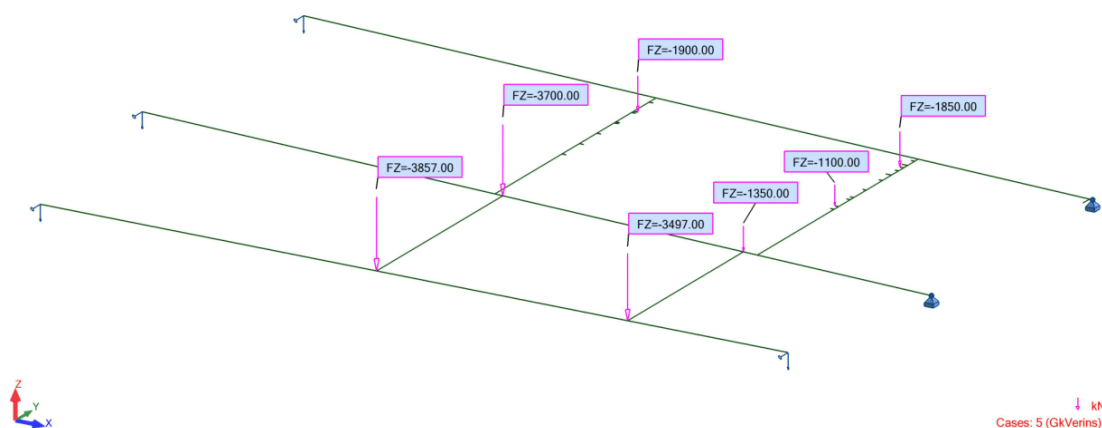


Fig. 17 - Caso de carga 5 (modelo de elementos de barra)

6. Cargas variáveis induzidas pelo núcleo de betão sobrejacente às vigas transversais (após o processo construtivo do núcleo de betão, foram retirados os macacos hidráulicos, sendo a transmissão de cargas diretamente efetuada para as vigas transversais).

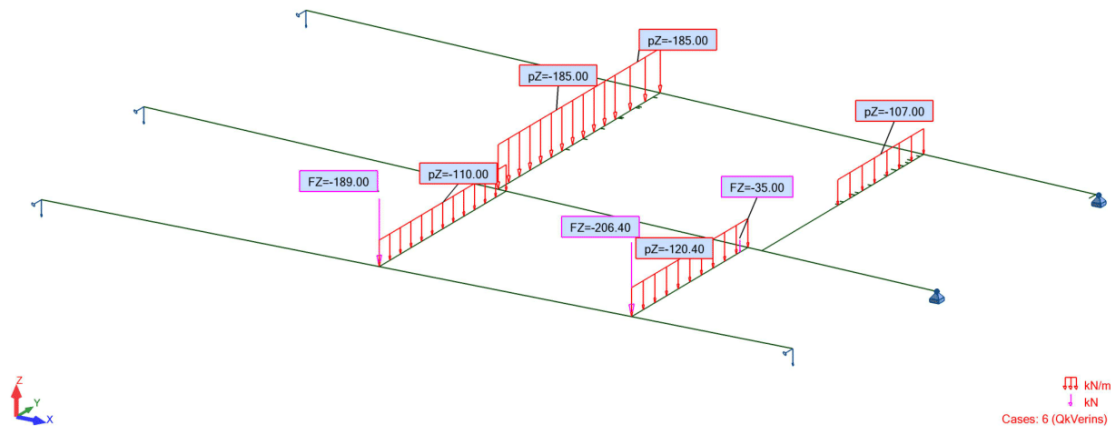


Fig. 18 - Caso de carga 6 (modelo de elementos de barra)

As combinações de carga para o presente estudo são as seguintes [25]:

- Estado Limite Último:

$$E_d = 1,35 \times (G_{k,1} + G_{k,2} + G_{k,3} + G_{k,5}) + 1,5 \times (Q_{k,4} + Q_{k,6}) \quad (1)$$

- Estado Limite de Utilização:

$$E_d = \sum_i G_{k,i} + \sum_j Q_{k,j} \quad (2)$$

Sendo G e Q respeitantes aos casos de carga de carácter permanente e variáveis, respetivamente.

3.2.2. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS (CASCA)

A análise de estruturas pelo Método dos Elementos Finitos nos últimos anos passou a ser um processo mais corrente para entidades que trabalham no dimensionamento de estruturas.

A capacidade dos recursos informáticos em executar estas análises em softwares com grande exigência a nível de hardware, bem como às interfaces pouco didáticas para o utilizador, têm sido alguns entraves pelos quais estes métodos de dimensionamento tinham sido pouco utilizados até então. No entanto, atualmente têm surgido softwares mais didáticos para o utilizador, permitindo uma eficiente ligação entre modelos CAD, sendo assim fomentada a utilização deste tipo de métodos em detrimento de métodos convencionais [24].

3.2.2.1. Modelação de estruturas pelo MEF

No presente estudo, tendo em conta as características da geometria comum de vigas PRS, constituídas por chapas de diferentes espessuras, a modelação por elementos de casca será uma das opções tomadas. Estes elementos de casca representam a superfície média da chapa em questão. Em casos que não seja possível concretizar um modelo realista, isto é, caso existam descontinuidades entre superfícies médias

de chapas, o critério a adotar passará por assegurar um modelo conservativo do modelo real de construção.

Os modelos deverão ser bem caracterizados, de modo a poderem ser reproduzidos por terceiros. Uma das boas práticas passa por comparar os resultados retirados de modelações pelo MEF com métodos analíticos aproximados de forma a ter um maior controlo do processo de análise estrutural.

3.2.2.2. Pressupostos geométricos

A modelação com elementos finitos de casca visa tratar a distribuição de tensões que são instaladas nas diferentes chapas de aço, de modo a poder avaliar os efeitos que são provocados, neste caso em particular, por cargas de elevado valor aplicadas em zonas pontuais das vigas. Assim, neste modelo são consideradas todas as chapas de reforço que foram desprezadas na análise com base no modelo de elementos de barras apresentado anteriormente.

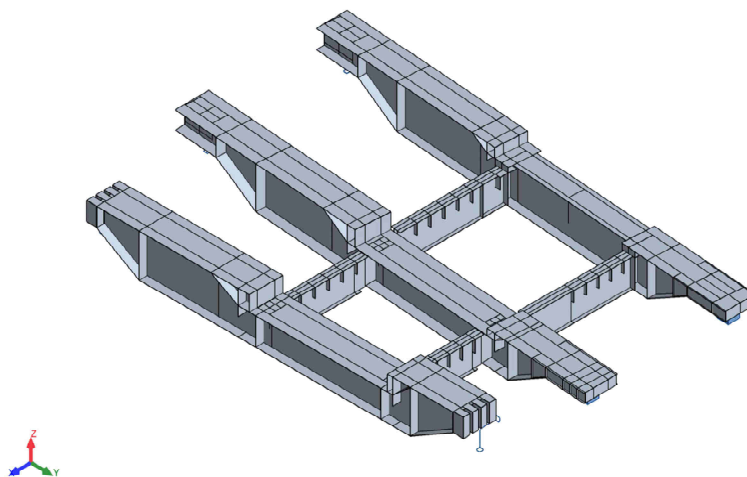


Fig. 19 – Modelação com elementos de casca

3.2.2.3. Cargas e combinações

Os casos de cargas e respetivas combinações traduzem os mesmos resultados daqueles que são alvo de estudo no modelo de barras. A única diferença centra-se na aplicação de cargas em termos de área, enquanto que nos elementos de barra essas cargas estavam aplicadas através da respetiva resultante no eixo das barras. De seguida, são apresentados os casos de carga [23]:

1. Peso próprio da estrutura;
2. Cargas induzidas pelos pilares de betão que estão apoiados nos topos das vigas VREP.21 e VREP.22 (carácter permanente);

B

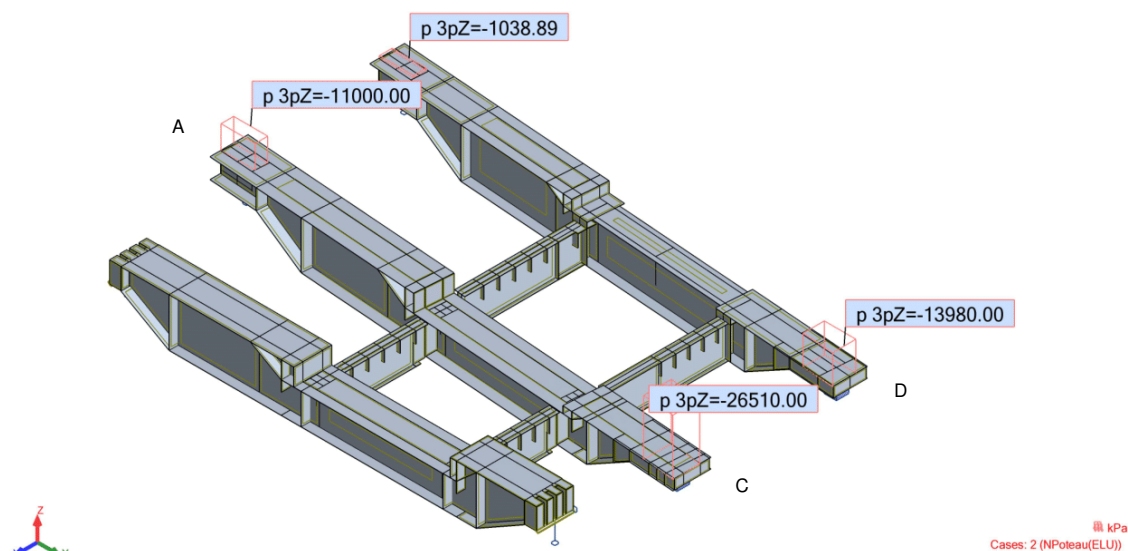
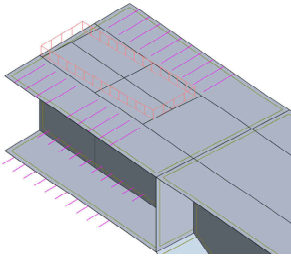
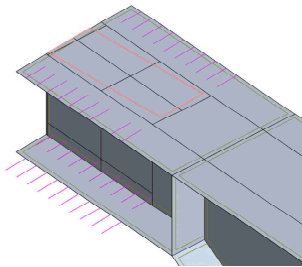
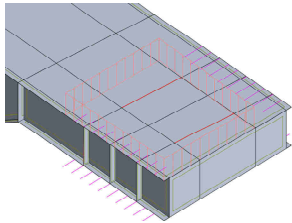
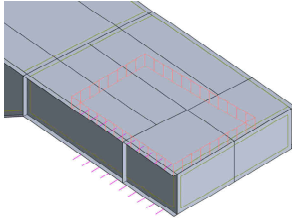


Fig. 20 - Caso de carga 2 (MEF)

De notar que neste caso de carga, além das cargas de superfície representadas na figura anterior representativas das forças de contacto dos pilares de betão em contacto com os topos das vigas VREP.21 e VREP.22, existem ainda aplicadas cargas pontuais horizontais de sentidos opostos, traduzindo as reações internas das vigas de betão que circundam os topos das vigas em estudo. Estas reações foram obtidas a partir do modelo global realizado pela equipa de projeto e fornecidas para o presente trabalho. No Quadro 3 estão resumidas essas mesmas cargas e os respetivos valores.

Quadro 3 – Mapas de cargas para o caso de carga 2 (MEF)

Zona	Mapa de cargas	Valores de cargas
A		<p>Forças horizontais , segundo a direção x, com a mesma direção e sentidos opostos, de valor:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ 547,00 kN no banzo superior; ▪ 213,00 kN nas almas e no banzo inferior.
B		<p>Forças horizontais , segundo a direção x, com a mesma direção e sentidos opostos, de valor:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ 350,00 kN nos banzos e na parte inferior das almas; ▪ 213,00 kN na parte superior das almas.
C		<p>Forças horizontais , segundo a direção x, com a mesma direção e sentidos opostos, de valor:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ 213,00 kN na extremidade esquerda dos banzos; ▪ 137,00 kN na extremidade direita dos banzos. <p>Forças lineares sob as extremidades das chapas (a vermelho):</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Horizontais com o valor de 196,27 kN/m; ▪ Verticais com o valor de 224,00 kN/m.
D		<p>Forças horizontais , segundo a direção x, com a mesma direção e sentidos opostos, de valor 137,00 kN na extremidade esquerda dos banzos.</p>

3. Cargas permanentes induzidas pela superestrutura;

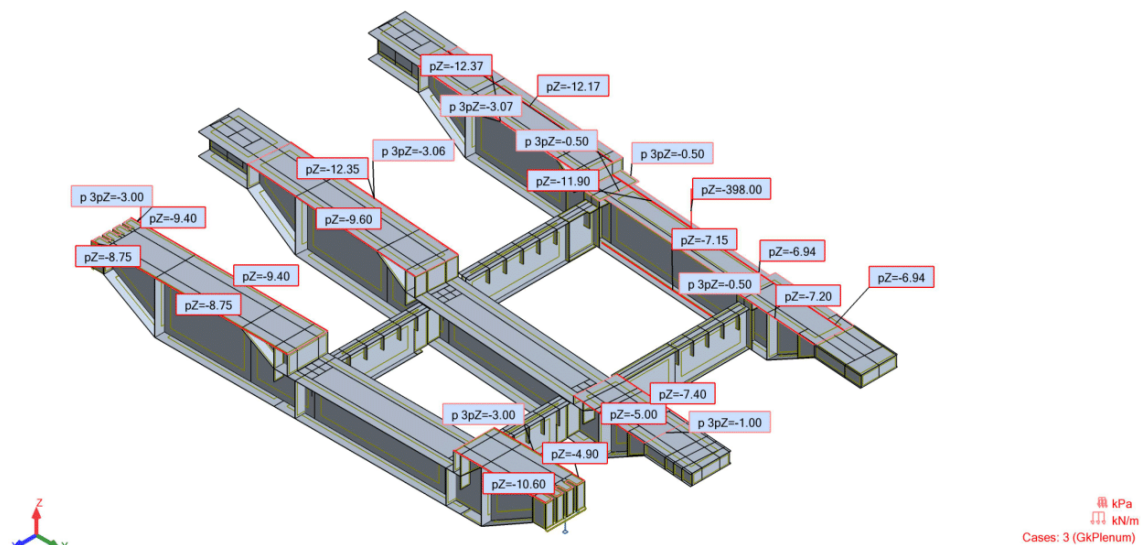


Fig. 21 - Caso de carga 3 (MEF)

4. Cargas variáveis induzidas pela superestrutura;

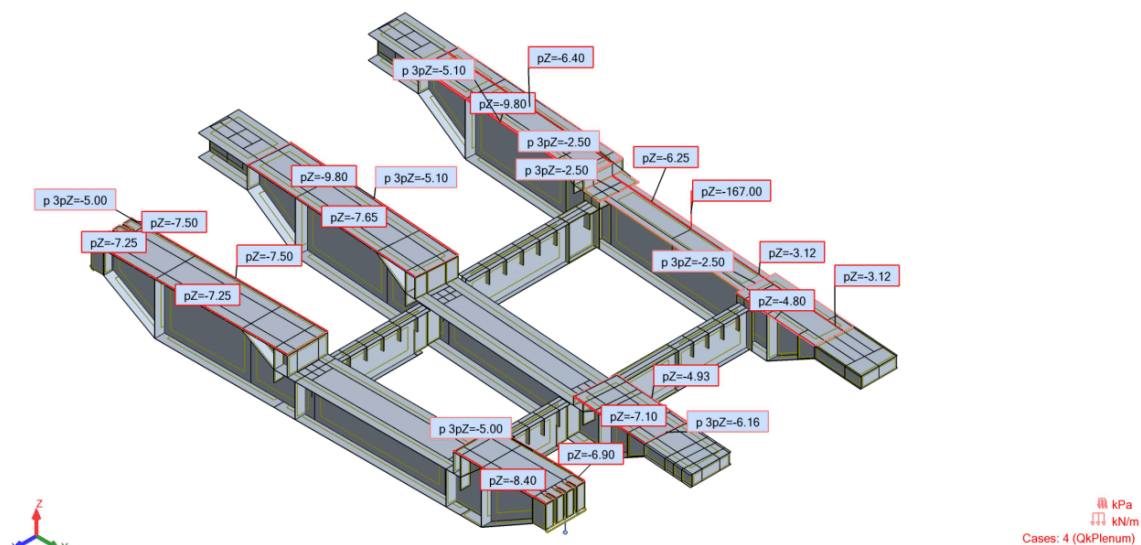


Fig. 22 - Caso de carga 4 (MEF)

5. Macacos hidráulicos com apoio nas vigas, com função de transmitir as cargas do núcleo de betão (carácter permanente);

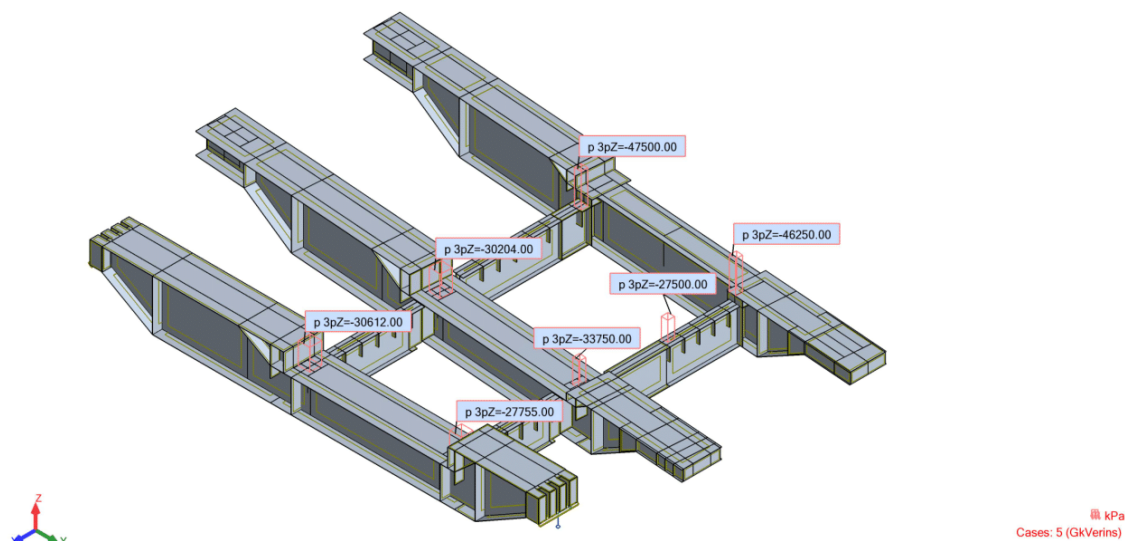


Fig. 23 - Caso de carga 5 (MEF)

6. Cargas variáveis induzidas pelo núcleo de betão sobrejacente às vigas transversais (carácter variável).

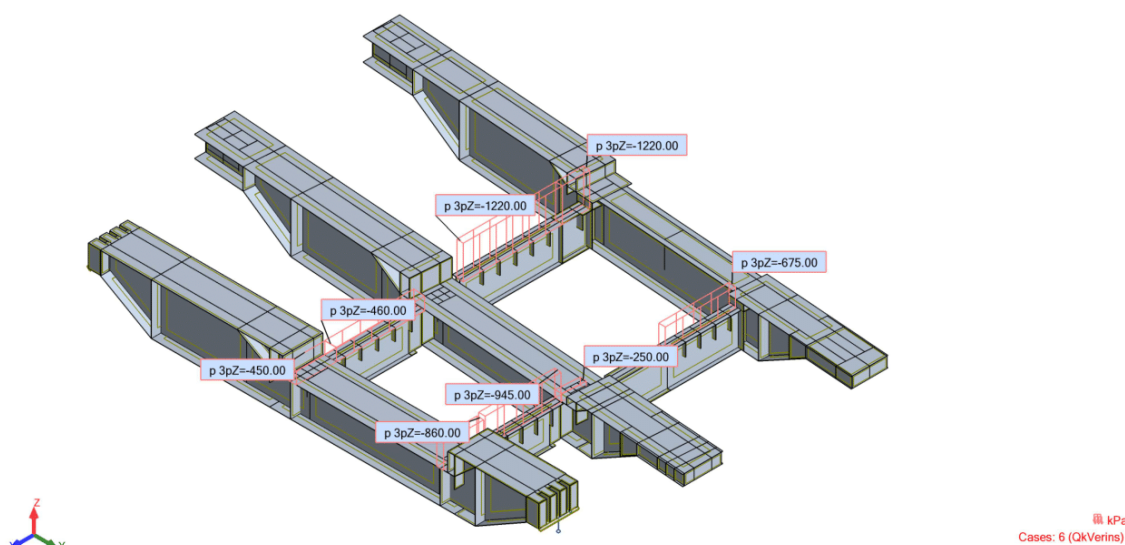


Fig. 24 - Caso de carga 6 (MEF)

As combinações de carga para Estado Limite Último e para Estado Limite de Utilização são as mesmas que foram apresentadas anteriormente, para a descrição do modelo de barras.

3.2.2.4. Malha de elementos finitos

A malha utilizada nos elementos de casca da correspondente estrutura é composta maioritariamente por elementos quadriláteros de 4 nós, de dimensão máxima 0,10 m, sendo que esta malha foi gerada automaticamente pelo software.

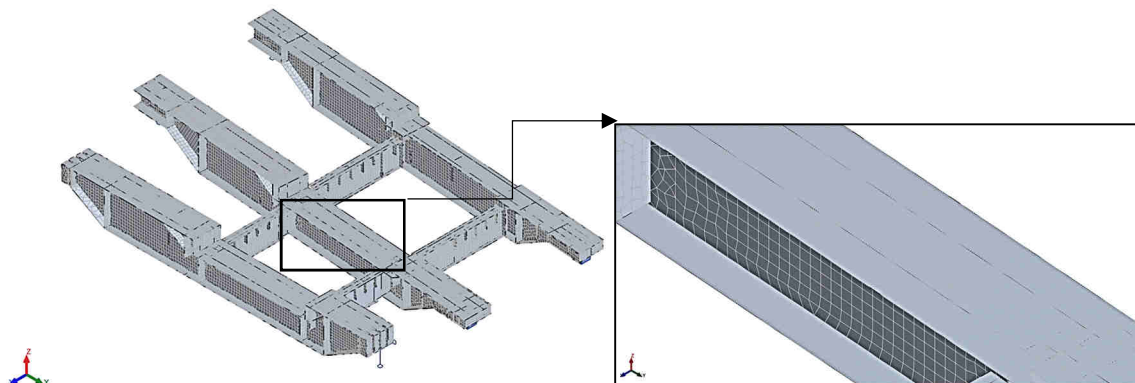


Fig. 25 – Malha de elementos finitos gerada automaticamente pelo Robot SA

3.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Tendo em conta que as vigas em estudo são constituídas por chapas com diferentes espessuras, importa analisar *a priori* a variação da tensão de cedência f_y em função da espessura dos elementos.

Assim, na Parte 1-1 do Eurocódigo 3 são apresentados os respetivos valores de f_y para as diferentes espessuras de aços estruturais laminados a quente [11]. Para espessuras superiores a 80 mm não é apresentado o valor de f_y na presente norma, sendo então necessário recorrer à norma EN10025-2:2004 como complemento [26]. Estes valores encontram-se resumidos no Quadro 4.

Quadro 4 - Valores nominais da tensão de cedência f_y em função da espessura nominal t do componente da secção (S355)

S355	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	$t \leq 40$ mm	$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	$80 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	$100 \text{ mm} < t \leq 150$ mm
f_y	355 MPa	335 MPa	315 MPa	295 MPa

3.3.1. MODELO DE BARRAS

Esta estrutura, por ser um mecanismo de transferência de cargas entre o edifício que lhe está sobrejacente e a estrutura do metro de Paris, está sujeita totalmente a carregamento vertical. Assim, a verificação de segurança passa, de um modo geral, pela verificação de resistência vertical da mesma.

Posto isto, definida a geometria da estrutura e respetivos casos de carga, proceder-se-á a verificação de segurança dos elementos que compõem a estrutura.

Tendo em conta que a estrutura é composta por inúmeras secções de viga, apenas se apresentará de seguida a respetiva verificação de segurança para a secção crítica da viga sujeita a um maior carregamento. Esse elemento passará pela secção intermédia da viga VREP.21 (secção mais carregada), sendo a viga com maiores espessuras de banzos, e também por ser a viga que irá ser mais alvo de estudo neste trabalho.

3.3.1.1. Classificação das secções

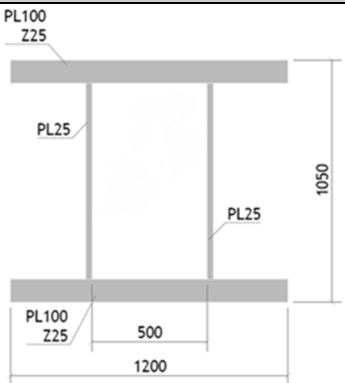
A classificação das secções transversais tem como objetivo identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local [11].

Assim, são definidas 4 classes de secções [1]:

- As secções transversais de Classe 1 são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- As secções transversais de Classe 2 são aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- As secções transversais de Classe 3 são aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- As secções transversais de Classe 4 são aquelas em que ocorre encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

No Quadro 5 apresenta-se o corte transversal da secção intermédia da viga VREP.21, bem como as suas propriedades geométricas.

Quadro 5 -Propriedades geométricas da secção

Secção intermédia VREP.21	Propriedades geométricas
	Altura: 1050 mm
	Largura: 1200 mm
	Espessura banzos: 100 mm
	Espessura almas: 25 mm
	Espessura efetiva, a, da soldadura ligação alma-banzo (soldadura de canto): 17 mm

A norma EN1993-1-1 apresenta dois quadros distintos nos quais são definidos limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos, fazendo assim a distinção entre componentes internos comprimidos e banzos em consola [11].

Sendo esta estrutura composta por aço de classe S355, ϵ toma o valor de 0,81 [11].

a) Classificação dos elementos internos da secção:

a.1) alma – componente solicitado à flexão

$$c = 1050 - 2 \times 100 - 2 \times 17 = 816 \text{ mm} \quad (3)$$

$$t = 25 \text{ mm} \quad (4)$$

$$\frac{c}{t} = \frac{816}{25} = 32,64 \leq 72\varepsilon = 58,32 \quad (5)$$

Assim, a alma é de Classe 1.

a.2) componente interna comprimida do banzo – componente solicitada à compressão

$$c = 500 \text{ mm} \quad (6)$$

$$t = 100 \text{ mm} \quad (7)$$

$$\frac{c}{t} = \frac{500}{100} = 5 \leq 33\varepsilon = 26,73 \quad (8)$$

Assim, a componente interna comprimida do banzo é de Classe 1.

b) banzo em consola – componente solicitada à compressão

$$c = \frac{1200 - 500 - 2 \times 25}{2} - 17 = 308 \text{ mm} \quad (9)$$

$$t = 100 \text{ mm} \quad (10)$$

$$\frac{c}{t} = \frac{308}{100} = 3,08 \leq 9\varepsilon = 7,29 \quad (11)$$

Assim, o banzo é de Classe 1.

Sendo a secção transversal classificada de acordo com a classe mais elevada (menos favorável) dos seus elementos comprimidos, podemos concluir que a secção transversal desta secção é de Classe 1.

3.3.1.2. Esforços atuantes

Após análise pelo modelo de barras, eis que os esforços atuantes nesta secção são o esforço transversal e momento fletor em torno do eixo y:

$$V_{z,Ed} = 3\,156,19 \text{ kN} \quad (12)$$

$$M_{y,Ed} = 31\,144,07 \text{ kN} \quad (13)$$

3.3.1.3. Esforços resistentes

Nesta secção, os esforços atuantes levam-nos ao caso de flexão com esforço transversal.

Analisado o esforço transversal atuante, V_{Ed} , deve ser satisfeita a seguinte condição [11]:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (14)$$

Visto que é permitido a realização de um cálculo plástico pelo facto de estarmos presente uma secção de classe 1, $V_{c,Rd}$ representa o valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico, $V_{pl,Rd}$, definido por:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (15)$$

Em que A_v é a área resistente ao esforço transversal. Visto neste caso estarmos perante uma secção soldada em caixão com carga paralela à alma, esta área é dada por:

$$A_v = \eta \sum (h_w t_w) \quad (16)$$

Sendo que o valor de η considerado igual a 1,0 de forma conservativa [11].

Assim,

$$h_w = 1050 - 2 \times 100 = 850 \text{ mm} \quad (17)$$

$$t_w = 25 \text{ mm} \quad (18)$$

$$A_v = 1,0 \times (850 \times 25) \times 2 = 42\,500 \text{ mm}^2 \quad (19)$$

Com isto, chegamos ao valor de $V_{pl,Rd}$:

$$V_{pl,Rd} = \frac{42\,500 \times 10^{-6} (315 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1,0} = 7\,729,28 \text{ kN} \quad (20)$$

Por fim,

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{3\,156,19}{7\,729,98} = 0,41 < 1 \quad (21)$$

Fica então verificada a segurança relativamente ao esforço transversal à secção.

O valor de cálculo do momento fletor atuante M_{Ed} deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (22)$$

Em que $M_{c,Rd}$ toma o valor do momento plástico resistente, $M_{pl,Rd}$, pelo mesmo motivo referido anteriormente.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (23)$$

Onde o módulo de flexão plástico W_{pl} , para uma secção simétrica, é dado por:

$$\begin{aligned} W_{pl} &= 2 \times S_{\frac{1}{2} \text{ secção}} = 2 \times \left[1200 \times 100 \times \frac{1050 - 100}{2} + 25 \times \frac{(1050 - 100 \times 2)^2}{2 \times 2} \right] \\ &= 123\,031\,250 \text{ mm}^3 \end{aligned} \quad (24)$$

Onde S representa o momento estático da secção.

Por conseguinte:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{123\,031,25 \times 10^{-6} \times 315 \times 10^3}{1,0} = 38\,754,85 \text{ kN.m} \quad (25)$$

A norma EN1993-1-1 dá-nos a indicação de que, na presença de esforço transversal, os seus efeitos deverão ser tomados em consideração no cálculo do momento fletor resistente. No entanto, para casos em que o esforço transversal seja inferior a metade do esforço transversal resistente plástico, o seu efeito sobre o momento fletor resistente poderá ser desprezado. Então,

$$V_{z,Ed} = 3\,156,19 \text{ kN} < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 0,5 \times 7\,729,28 = 3\,864,64 \text{ kN} \quad (26)$$

Pelo que, o efeito sobre o momento fletor resistente pode ser desprezado.

Por fim,

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{31\,144,07}{38\,754,85} = 0,80 < 1,0 \quad (27)$$

O que satisfaz as condições de segurança quanto ao momento fletor atuante.

3.3.1.4. Estado limite de utilização

Para a análise do estado limite de utilização foram consideradas as flechas máximas resultantes em cada viga.

O valor limite para a deformação vertical nas vigas é dado por [11]:

$$\delta_{\text{máx}} \leq \frac{L}{250} \quad (28)$$

Onde L representa o vão da viga.

No Quadro 6 são apresentados os valores limites da deformação vertical, bem como os valores resultantes da combinação de serviço, a combinação característica, para as diferentes vigas.

Quadro 6 – Estado limite de utilização (modelo de elementos de barras)

Viga	L	$\delta_{\text{máx}}$	δ	$\delta / \delta_{\text{máx}}$
VREP.20	13,37 m	53 mm	36 mm	0,68
VREP.21	14,77 m	59 mm	40 mm	0,68
VREP.22	14,72 m	59 mm	41 mm	0,69

São assim verificados os limites de deformação para as vigas em estudo.

3.3.2. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS (CASCA)

3.3.2.1. Estado limite último

Dado o problema em estudo resultar num estado de tensão com tensões multidirecionais, importa resumi-las numa tensão equivalente, nomeadamente a tensão de Von Mises. No presente estudo utilizar-se-á o critério de cedência de Von Mises para verificação de segurança dos elementos da estrutura em estudo.

Sendo este modelo realizado resultante de uma análise linear elástica, a lei de tensão-extensão tratar-se-á de uma relação linear em todo o seu desenvolvimento. Com isto, será expectável encontrar zonas nos elementos de casca em que a tensão instalada ultrapasse o valor da tensão de cedência f_y . Assim, o problema neste modelo centra-se em ver reduzidas ao máximo essas áreas em que a tensão instalada ultrapasse f_y .

Outro ponto a ter em conta, tal como já referido no Quadro 4, foca-se na variação da tensão de cedência f_y em função da espessura nominal t do componente da secção. Com isto, será utilizada a tensão de cedência correspondente à maior espessura do elemento presente na estrutura, sendo essa tensão correspondente a uma espessura máxima de 100 mm de 315 MPa. Note-se que existem na estrutura elementos com espessura superior a 100 mm, no entanto visto ser numa região reduzida, optou-se por não se ser excessivamente conservativo ao ponto de considerar a tensão de cedência correspondente à espessura desse material.

Na Figura 26 são apresentados os mapas de tensões para a viga VREP.21 para Estado Limite Último.

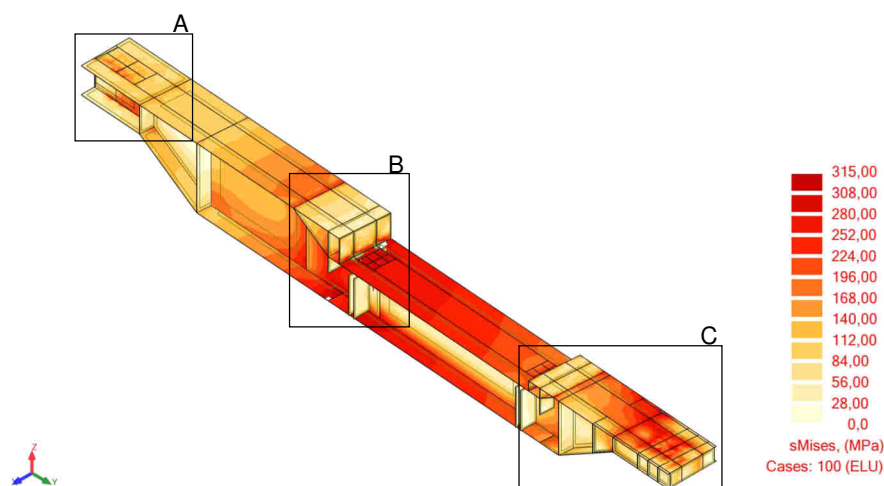


Fig. 26 – Mapa de tensões instaladas na viga VREP.21 (solução em aço S355)

Como se pode verificar na figura, existem zonas da viga em que a tensão instalada é superior à tensão de cedência. No Quadro 7 encontram-se ampliadas essas mesmas zonas.

Quadro 7 – Mapa de tensões para as secções críticas (solução em aço S355)

Zona	Mapa de tensões	
A		
B		
C		

As mesmas análises foram realizadas para as restantes vigas (VREP.20 e VREP.22) encontrando-se as mesmas no Anexo B e C, respetivamente.

3.3.2.2. Estado limite de utilização

À semelhança do que foi realizado para o modelo de barras, na modelação por elementos de casca também foi estudado o estado limite de utilização dos elementos estruturais. Assim, foi analisada a deformação vertical máxima nos elementos de casca constituintes das vigas em estudo, tendo-se chegado aos seguintes valores:

Quadro 8 – Estado limite de utilização (MEF)

Viga	L	$\delta_{\text{máx}}$	δ	$\delta / \delta_{\text{máx}}$
VREP.20	13,37 m	53 mm	40 mm	0,75
VREP.21	14,77 m	59 mm	43 mm	0,73
VREP.22	14,72 m	59 mm	39 mm	0,66

Pela observação do quadro, verifica-se que são cumpridos os limites de deformação para as vigas em estudo.

3.3.3. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE MODELOS

De modo a poder validar os modelos desenvolvidos para a presente dissertação, de seguida, será feita uma comparação de resultados entre os modelos acima apresentados e o modelo de elementos de casca realizado pela equipa projetista da bysteel S.A. para efeitos de projeto.

Assim, será realizada uma comparação de deformações verticais das vigas, δ , que são apresentadas no Quadro 9.

Quadro 9 – Comparação de deslocamentos verticais entre diferentes tipos de modelação

Viga	Modelo de barras	Modelo de casca	Modelo de casca bysteel S.A.	Diferença máxima relativa
VREP.20	36 mm	40 mm	38 mm	11 %
VREP.21	40 mm	43 mm	42 mm	9 %
VREP.22	41 mm	39 mm	39 mm	7 %

Pela observação do quadro anterior, verificamos que os resultados dos diferentes modelos são muito semelhantes, o que nos indica a fiabilidade de representação dos diferentes modelos das condições reais que a estrutura apresenta.

3.4. ANÁLISE ESTRUTURAL COM RECURSO A SOFTWARE DE ANÁLISE NÃO LINEAR MATERIAL (ANSYS)

Pela análise nos pontos anteriores foi verificado que em certas regiões das vigas a tensão instalada é superior à tensão de cedência f_y , resultado esse devido à limitação da análise linear-elástica que foi efetuada com recurso ao software de cálculo Robot.

Assim, de modo a proceder a uma análise mais avançada, no qual se considera o comportamento não linear do aço estrutural e com o intuito da verificação de segurança da estrutura em estudo em zonas pontuais, a utilização do software *ANSYS Mechanical APDL* demonstra-se como uma excelente ferramenta de modo a resolver estas limitações.

3.4.1. ELEMENTOS DE CASCA SHELL 281

Esta nova análise terá como recurso à modelação com elementos de casca da estrutura em estudo. Para isso, recorreu-se a elementos de casca com 8 nós, com 6 graus de liberdade por cada nó: translações segundo os eixos x, y e z e rotações em torno dos mesmos eixos [27].

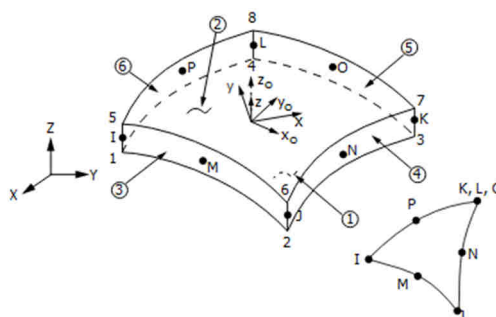


Fig. 27 – Elemento SHELL281 [27]

Na Figura 27 estão representadas a geometria, designação de nós e o sistema de eixos do elemento. Este é definido pelas características seccionais da casca e pelos 8 nós (I, J, K, L, M, N, O e P), nós referentes ao plano médio da casca.

3.4.2. PROPRIEDADES DO MATERIAL

Neste software, uma das particularidades encontrada centra-se na inexistência de unidades das diversas propriedades. Assim, de modo a proceder a uma análise cuidada e com fundamento do presente estudo, a adoção de um sistema coerente de unidades torna-se um aspeto fulcral para a correta análise que se pretende executar. Com isto, de seguida são apresentados os valores das propriedades usadas, bem como respetivas unidades.

Quadro 10 – Propriedades do material

Propriedade	Valor	Unidade
Módulo de elasticidade	210×10^6	kPa
Coefficiente de Poisson	0,30	-
Densidade	10,611	t/m ³

Tendo em conta que este software não apresenta a possibilidade de introdução de combinação de cargas, bem como majoração das mesmas, a densidade apresentada corresponde a um valor majorado correspondente ao fator de majoração para o peso próprio da estrutura, ou seja, o fator de 1,35.

Visto o recurso a este software se prender do objetivo de realizar uma análise não linear material, importa também definir um modelo de comportamento do aço. Assim, foi definida a utilização de uma curva bilinear em termos de representação da lei de tensão-extensão do material.

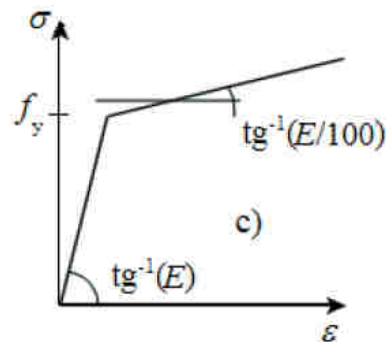


Fig. 28 – Modelo de comportamento do material adotado

Esta lei representa um comportamento material elastoplástico com endurecimento linear, sendo a rigidez na fase de endurecimento 100 vezes inferior ao módulo de elasticidade inicial. O valor da tensão de cedência utilizado foi de 315 MPa, correspondente à tensão de cedência do material de maior espessura, sendo esta hipótese conservativa.

3.4.3. PRESSUPOSTOS GEOMÉTRICOS E CONDIÇÕES DE APOIO

O procedimento de modelação geométrica utilizado neste software é em tudo semelhante ao utilizado anteriormente pelo software Robot. Importante realçar, que todas as secções foram modeladas com as respetivas espessuras em metros.

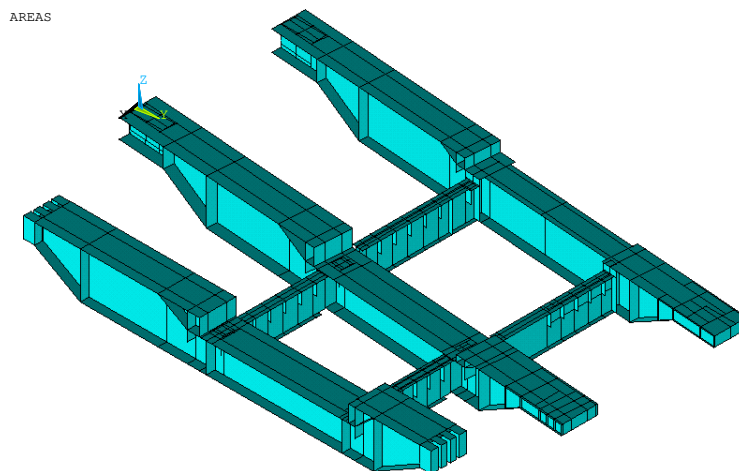


Fig. 29 – Modelação da estrutura com elementos de casca no software *ANSYS Mechanical APDL*

As condições de apoio da estrutura seguem também aquelas que foram definidas para o modelo Robot, impondo restrições de deslocamentos correspondentes às zonas de apoio das vigas nos topos de apoio.

3.4.4. CARGAS E COMBINAÇÕES

No que respeita à definição de casos de carga e respetivas combinações entre casos de carga, o software em questão apresenta uma dificuldade acrescentada relativamente a este aspeto. O mesmo, não tem a capacidade de definição de casos de carga nem respetivas combinações. Assim, de modo a traduzir uma correta modelação, foram aplicadas as cargas em Estado Limite Último nos elementos constituintes da estrutura.

3.4.5. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Para geração de malha de elementos finitos, recorreu-se à capacidade de geração automática do software. Assim foram geradas malhas constituídas por elementos quadriláteros, com maior ou menor refinamento consoante o elemento da estrutura em estudo.

Na Figura 30 apresenta-se a malha de elementos finitos da estrutura em estudo.

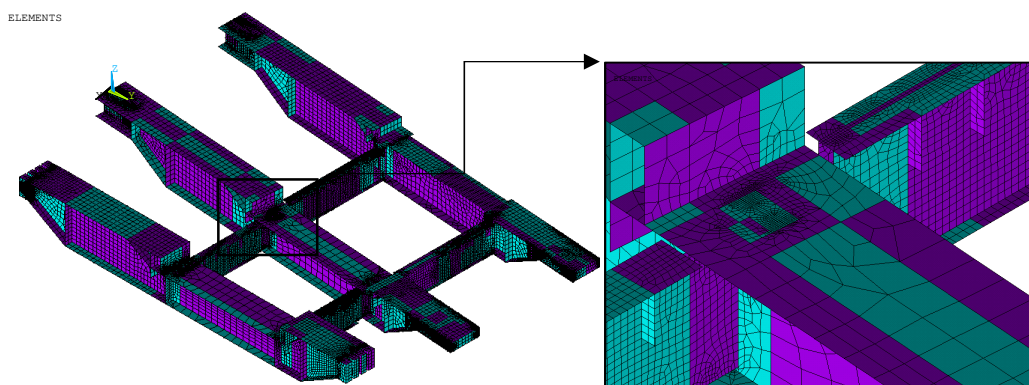


Fig. 30 – Malha de elementos finitos gerada (ANSYS)

3.4.6. ANÁLISE LINEAR-ELÁSTICA

Numa primeira fase, de forma a validar o modelo, procedeu-se a uma análise linear-elástica material da estrutura, de forma a poder comparar resultados em relação às análises até então realizadas. Assim, tendo em conta o tipo de análise realizado ser o mesmo, os resultados deste novo modelo devem estar semelhantes aos encontrados nos modelos anteriores.

3.4.6.1. Deformações em Estado Limite Último

De forma a validar o modelo, fez-se uma comparação da análise das deformações verticais das vigas principais para Estado Limite Último pois, como referido anteriormente, as cargas no modelo ANSYS estão representadas para esta combinação.

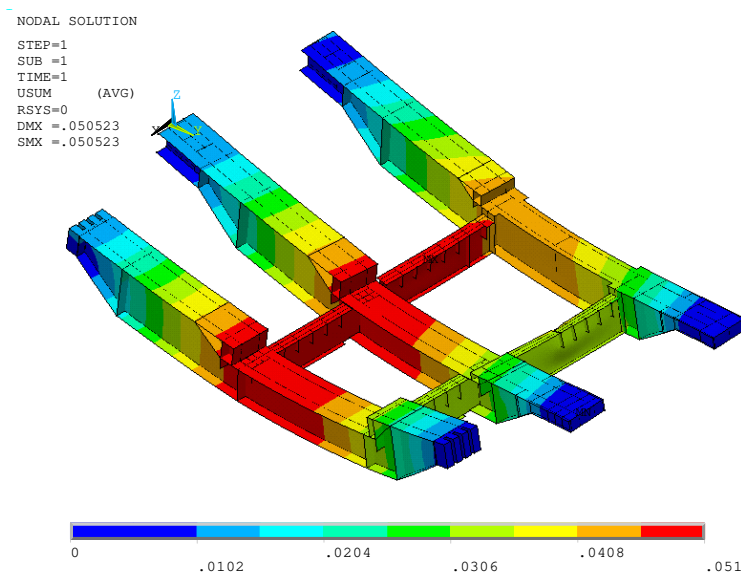


Fig. 31 – Estado de deformação para ELU resultantes da análise linear-elástica material

A escala de apresentação de resultados na figura anterior, tem como máximo o valor de 0,051 m, correspondente ao deslocamento máximo verificado na estrutura. Como se pode verificar, esta estrutura apresenta deslocamentos superiores precisamente nas regiões onde se verificam os maiores níveis de tensão instalada, e onde, por conseguinte, se fará incidir um estudo de maior detalhe.

No Quadro 11 apresenta-se uma comparação dos resultados entre as deformações nas vigas principais obtidas entre a modelação no software Robot e no atual software.

Quadro 11 – Comparação de deformação vertical entre modelação em software Robot SA e ANSYS Mechanical APDL (para ELU)

Software	Robot	ANSYS	Diferença relativa
VREP.20	50 mm	51 mm	+2 %
VREP.21	58 mm	49mm	-16 %
VREP.22	54 mm	46 mm	-15 %

Podemos observar, que os resultados apresentam um elevado grau de proximidade. As diferenças observadas em termos de resultados podem ter como explicação o grau de aproximação de certos casos de carga neste novo software, devido ao facto do mesmo apresentar algumas dificuldades no que toca à simulação de certas cargas. No entanto, como já referido, verificam-se resultados muito semelhantes, o que valida assim o novo modelo.

3.4.6.2. Estado de tensão em Estado Limite Último

De seguida, importa fazer uma análise relativamente aos mapas de tensões observados nesta nova modelação. Na Figura 32 pode ser observado o mapa de tensões de Von Mises, em Estado Limite Último, para a estrutura em estudo.

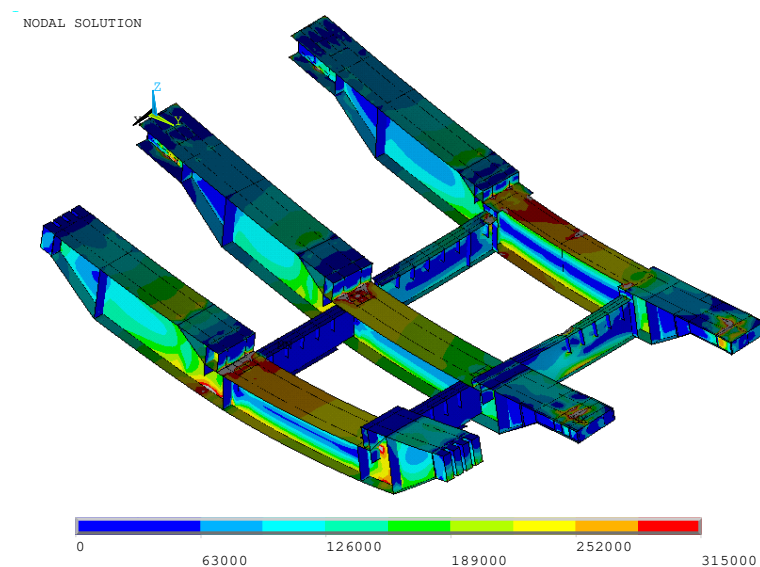


Fig. 32 – Mapa de tensões instaladas resultantes da análise linear-elástica material

De salientar que a escala apresentada não tem unidades, estando as tensões em kPa. Tal como acontecia com o modelo Robot, podemos observar zonas onde a tensão instalada ultrapassa a tensão de cedência (zonas a cinzento). A escala apresentada tem como valor máximo a tensão de 315 MPa, tensão de cedência correspondente à chapa com maiores dimensões. Na Figura 33, encontra-se representado o mapa de tensões correspondente à viga VREP.21.

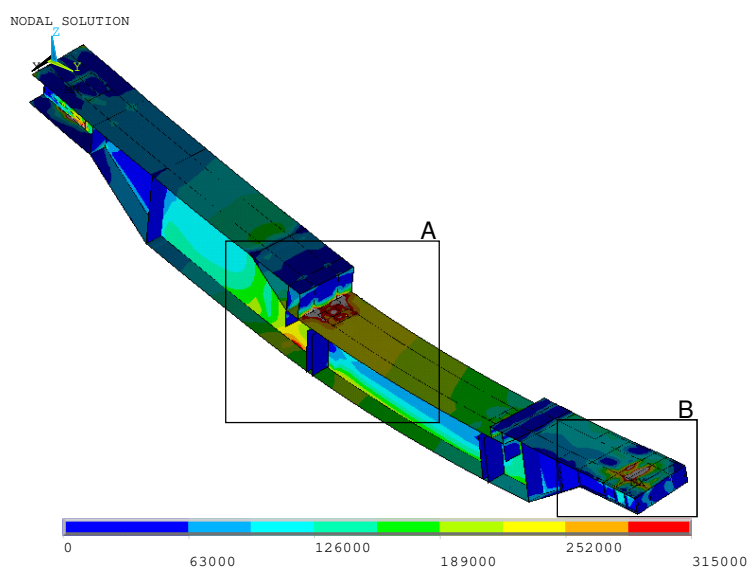
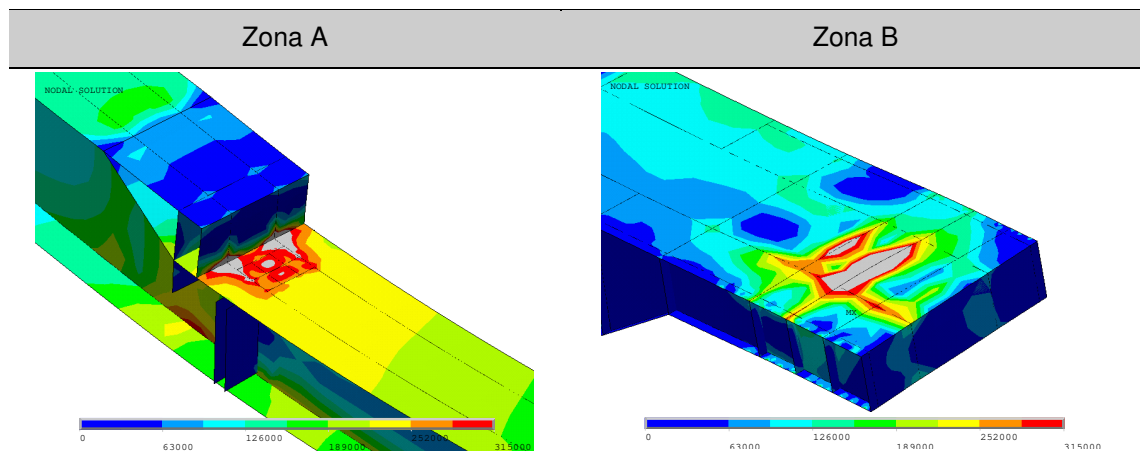


Fig. 33 – Mapa de tensões instaladas para a viga VREP.21 (análise linear-elástica)

Quadro 12 – Mapa de tensões para zonas críticas (análise linear-elástica em ANSYS)



Pela observação da figura anterior, comprova-se o facto de que em certas zonas a tensão de cedência do aço é ultrapassada. Assim, será de seguida abordado o estudo da análise não linear material realizada.

3.4.7. ANÁLISE NÃO LINEAR MATERIAL

Com este tipo de análise é possível estudar com detalhe as regiões dos modelos de comportamento linear-elástico onde se verificam tensões instaladas superiores à tensão de cedência, e se as mesmas não apresentam problemas de instabilidade para a estrutura em estudo. Assim, procedeu-se à referida análise de forma a responder às dúvidas apresentadas até então.

3.4.7.1. Deformações em estado limite último

Em primeira instância proceder-se-á a uma análise das deformações verificadas para a estrutura em estudo. Na Fig. 34 encontram-se representadas essas mesmas deformações. A escala representada é a mesma que foi apresentada anteriormente para o caso de análise linear-elástica, sendo o valor máximo da escala apresentada correspondente à máxima deformação verificada na análise (0,051 m).

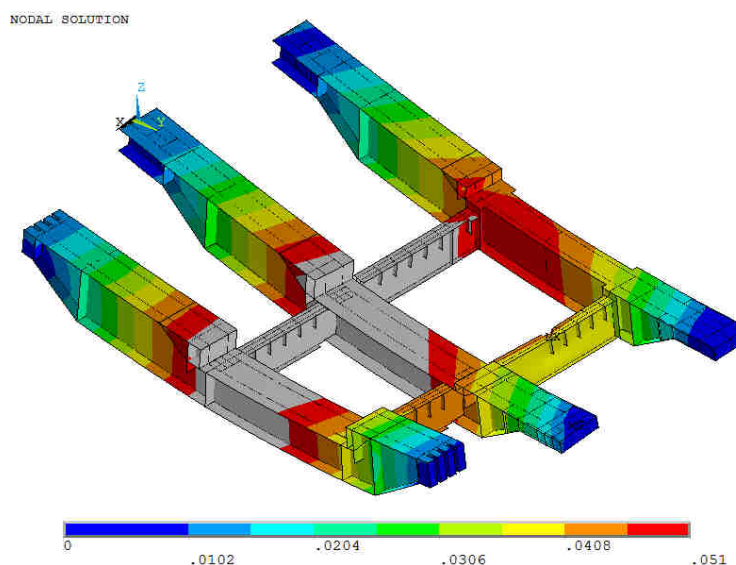


Fig. 34 – Estado de deformação para ELU resultantes da análise não linear material

Na figura observa-se que as deformações resultantes desta análise são superiores às resultantes da análise linear-elástica material (no mapa de cores, a cor cinzenta indica que as deformações naquelas zonas são superiores ao valor máximo da escala apresentada). Isto deve-se ao modelo de comportamento do material adotado. Para tensões superiores à tensão de cedência, a lei de tensão-extensão rege-se por uma lei linear, com um módulo de elasticidade 100 vezes inferior ao módulo de comportamento apresentado até à tensão de cedência, f_y . Isto, levará a que a estrutura se deforme com uma maior taxa de amplificação, fenómeno demonstrado na figura em análise.

No Quadro 13 faz-se uma comparação entre resultados referentes às deformações verificadas para as vigas principais, resultado das duas análises efetuadas.

Quadro 13 – Comparação de deformações verticais entre análise linear-elástica e a análise não linear material

Viga	Análise elástica-linear	Análise elástico-plástica	Diferença relativa
VREP.20	51 mm	56 mm	+10 %
VREP.21	49 mm	58 mm	+18 %
VREP.22	46 mm	50 mm	+9 %

Comprova-se assim o facto referido anteriormente referente à amplificação de deslocamentos fruto do modelo bilinear adotado para representar o comportamento do material. Verifica-se um maior aumento de deformação na viga VREP.21 em relação às restantes pelo facto da mesma apresentar, no modelo linear-elástico, uma maior quantidade de regiões onde a tensão instalada ultrapassava a tensão de cedência do material.

Nesta mesma análise verificou-se a ocorrência de um mecanismo de plastificação local da estrutura. O mesmo ocorreu numa das vigas secundárias transversais, tal como se pode verificar na Figura 35.

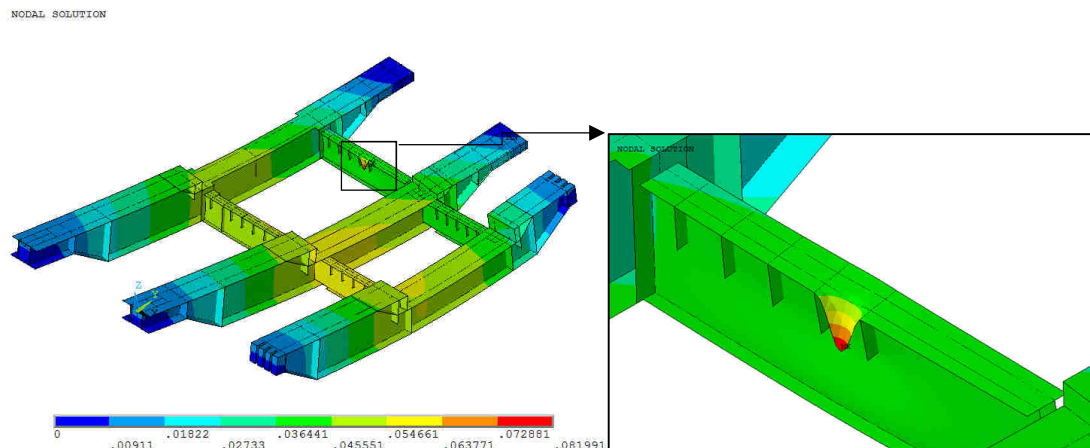


Fig. 35 Mecanismo de plastificação local numa das vigas transversais secundárias

Este mecanismo deve-se ao facto de na zona de ocorrência do colapso, estar aplicada uma carga de elevada intensidade numa pequena área do banzo superior da viga. Pese também o facto de a espessura do banzo em questão ser relativamente reduzida, nomeadamente 25 mm. Constata-se assim uma conjugação de fatores preponderantes para a ocorrência do fenómeno verificado.

A escala apresentada nas figuras anteriores tem como valor máximo o deslocamento verificado na zona do mecanismo de colapso local, pelo que, o esquema de cores representado difere do esquema apresentado anteriormente, correspondente à analogia de deformações resultantes deste tipo de análise com a análise linear-elástica.

3.4.7.2. Estado de tensão em estado limite último

O principal objetivo deste estudo da estrutura recorrendo a um software de análise mais avançado, centra-se numa análise mais detalhada da estrutura, recorrendo a um modelo bilinear representativo do comportamento do material. Assim, será possível clarificar as dúvidas relacionadas com as regiões da estrutura que poderiam apresentar alguma instabilidade. Na Figura 36 encontra-se representado o mapa de tensões de Von Mises resultante desta nova análise, mantendo constante a escala de tensões que foi utilizada anteriormente de modo a comparar resultados.

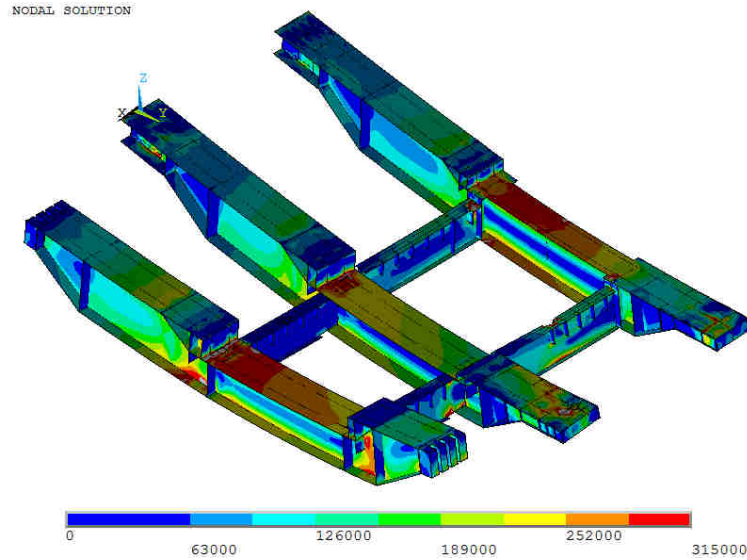


Fig. 36 - Mapa de tensões instaladas resultantes da análise não linear material

Pela observação da figura, é notória a diminuição das zonas em que a tensão instalada ultrapassa a tensão de cedência f_y . Este fenómeno tem como explicação a redistribuição de tensões resultantes da redundância da estrutura e do modelo comportamental adotado para o material.

A “Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas” do Eurocódigo 3, nomeadamente no Anexo C do mesmo, recomenda-nos o valor de 5 % para o valor limite da extensão da membrana principal para Estado Limite Último. Visto todo o estudo até então realizado estar apresentado em termos de tensões, é importante prosseguir com o mesmo fio de análise. Assim, como abordagem simplificativa, proceder-se-á à determinação de uma estimativa da tensão equivalente à extensão de 5 %. Tendo em conta que o modelo de comportamento adotado para o material se trata de um modelo bilinear, serão relacionadas as respetivas extensões com as tensões através da lei de Hooke:

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (29)$$

Assim, conseguimos obter a extensão verificada correspondente à tensão de cedência, f_y , do material, que nesta abordagem toma o valor de 315 MPa.

$$315 \times 10^3 = 210 \times 10^6 \times \varepsilon \Leftrightarrow \quad (30)$$

$$\Leftrightarrow \varepsilon = 0,15 \% \quad (31)$$

Para valores superiores à tensão de cedência, no modelo de comportamento adotado, admite-se que o material segue um novo comportamento material, segundo um valor 100 vezes inferior ao módulo de elasticidade. Com isto, a tensão correspondente a uma extensão de 5 %:

$$(315 \times 10^3 + \sigma) = 2,1 \times 10^6 \times \frac{(5 - 0,15)}{100} \Leftrightarrow \quad (32)$$

$$\Leftrightarrow \sigma = 416,85 \text{ MPa} \quad (33)$$

Na figura seguinte é apresentado o mapa de tensões de Von Mises sendo o valor máximo da escala correspondente ao valor anteriormente calculado.

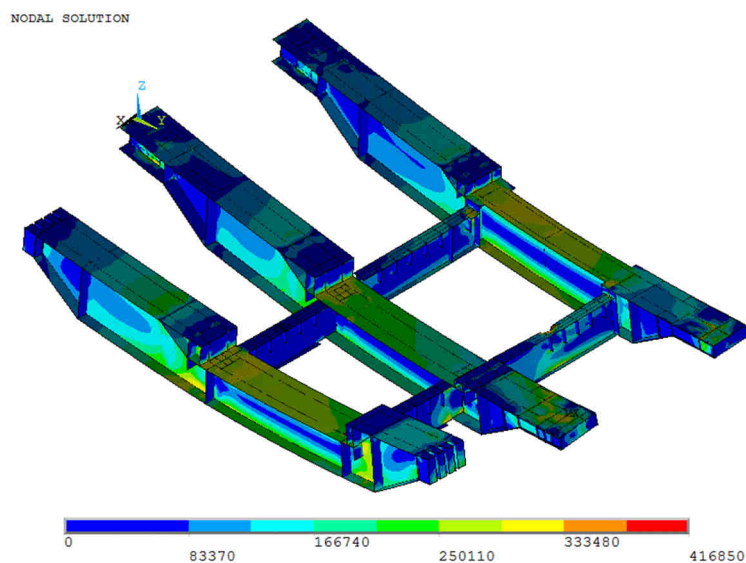


Fig. 37 - Mapa de tensões instaladas resultantes da análise não linear material (tensão equivalente a uma extensão material de 5%)

Da análise da figura podemos concluir que não existe qualquer problema no que toca à estabilidade global da estrutura. As tensões instaladas nos demais elementos são inferiores à tensão correspondente a uma extensão de 5 %, pelo que se considera verificada a segurança global da estrutura.

No entanto, como já referido anteriormente, existe uma zona particular da estrutura em que ocorre um mecanismo de plastificação local, conforme pode ser observado na Figura 38.

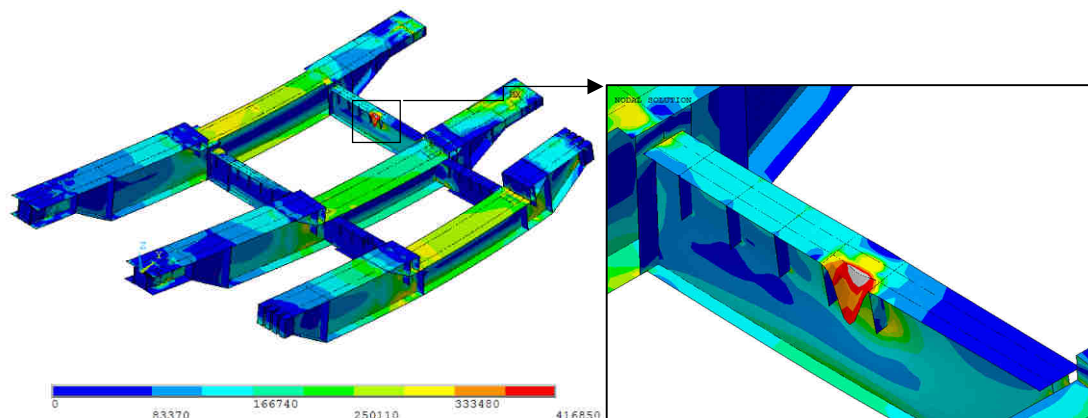


Fig. 38 – Estado de tensão instalado no mecanismo de rotura local verificado numa das vigas transversais secundárias

Em suma, esta análise efetuada com recurso a um software de cálculo mais avançado, que permite a realização de análises em regime não linear material, permitiu dissipar as dúvidas que a análise linear-elástica apresentava em zonas pontuais da estrutura. Verifica-se uma grande deformação numa zona pontual de uma das vigas transversais, sugerindo-se assim uma intervenção na zona que poderia passar pela colocação de uma nervura de rigidez de forma a enrijecer o banzo.

4

IMPACTO ECONÓMICO DA APLICAÇÃO DE AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA

A estrutura em estudo, devido ao seu carregamento de grande intensidade, é composta por inúmeras chapas de aço de elevada espessura. Esta particularidade implica um custo de material acrescido, bem como elevados custos associados ao fabrico, transporte e montagem das vigas. Assim, surge o desafio da utilização, em estruturas com tipologias semelhantes, de aços com classes de resistência superiores.

Esta aplicação de aços com maior resistência conduzirá, em muitos casos, a uma redução de espessuras das chapas das vigas, o que poderá reduzir os custos associados ao material, bem como os demais custos envolvidos. No entanto, é de salientar que uma redução de espessuras tem como consequência a redução de rigidez da estrutura, o que poderá levantar problemas quanto às deformações verticais das vigas. Deste modo, torna-se importante ter em atenção estes aspetos nas análises que serão abordadas de seguida.

4.1. APLICAÇÃO DE AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA TENDO EM CONSIDERAÇÃO O ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

No capítulo anterior foram analisados os estados limites de utilização para as vigas constituintes da estrutura em estudo. Os resultados encontram-se apresentados no Quadro 14. O valor dos deslocamentos verticais apresentados corresponde ao valor máximo verificado em cada modelo, resultados das análises elásticas efetuadas no software *Robot SA* (modelo de comportamento material elástico linear).

Quadro 14 – Estado limite de utilização para solução em aço S355

Viga	L	$\delta_{\text{máx}}$	δ	$\delta / \delta_{\text{máx}}$
VREP.20	13,37 m	53 mm	40 mm	75%
VREP.21	14,77 m	59 mm	43 mm	73%
VREP.22	14,72 m	59 mm	41 mm	70%


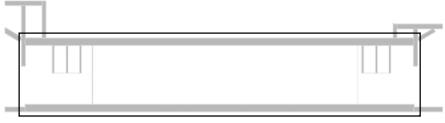
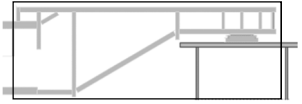
A partir da análise do quadro, verifica-se que ainda existe alguma margem para deformação adicional das vigas. Com isto, conclui-se que é possível a redução de algumas espessuras de chapa, salvaguardando o respetivo limite de deformação vertical. Avançar-se-á, portanto, para a respetiva otimização das secções da estrutura.

Partindo do modelo em elementos finitos de casca, conduziu-se um processo iterativo de otimização de espessuras de banzos. Interessa referir que é nos banzos que se encontram as maiores espessuras das chapas. Os pressupostos considerados nesta análise foram:

- Prioridade de redução de espessuras superiores a 65 mm;
- Manter as secções simétricas;
- Evitar zonas pontuais onde a tensão instalada ultrapasse a tensão de cedência f_y .

Com isto, chegamos a uma solução com as seguintes alterações na viga VREP.21:

Quadro 15 – Alterações à viga VREP.21 para solução em aço S460 tendo em conta o estado limite de utilização

Secção	Espessura inicial dos banzos	Espessura final dos banzos
	65 mm	50 mm
	100 mm	60 mm
	Sem alterações	

A classe de aço dos banzos da viga VREP.21 passou para S460, enquanto que nas almas se manteve a classe de aço inicial, devido à não alteração da espessura das mesmas. Esta decisão fundamenta-se na verificação de segurança das mesmas, com a metodologia utilizada semelhante à apresentada de seguida.

Foi também realizada uma alteração na viga VREP.20, que consistiu na diminuição da espessura dos banzos da secção central de 80 mm para 50 mm. Nestes banzos, a classe de resistência do aço utilizado passou para S460, mantendo-se o resto da viga com a classe de aço inalterada.

Já na viga VREP.22 não foi realizada qualquer alteração, visto esta ser composta por espessuras menos elevadas (espessura máxima presente de 50 mm) e ainda, como veremos de seguida, devido a limitações de rigidez da estrutura.

4.1.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Tendo em conta a utilização de aços com maiores classes de resistência no prosseguir deste estudo, importa efetuar uma análise da variação da tensão de cedência em conformidade com a variação das espessuras dos componentes.

Visto no Eurocódigo 3 – Parte 1-1 [11], ser apresentada apenas informação até aços de classe S460, recorrer-se-á à Parte 1-12 [15] da mesma norma, onde consta informação até aços de classe S690. Esta informação encontra-se resumida na tabela seguinte:

Quadro 16 - Valores nominais da tensão de cedência f_y em função da espessura nominal t do componente da secção (S460 e S690)

Classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]	
S460	$t \leq 40$ mm	$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm
	460 MPa	430 MPa
S690	$t \leq 50$ mm	$50 \text{ mm} < t \leq 100$ mm
	690 MPa	650 MPa

4.1.1.1. Estado Limite Último

Na Figura 39 apresenta-se o mapa de tensões equivalentes de Von Mises para a viga VREP.21. A escala apresentada corresponde ao valor da tensão de cedência para a maior espessura de material encontrada.

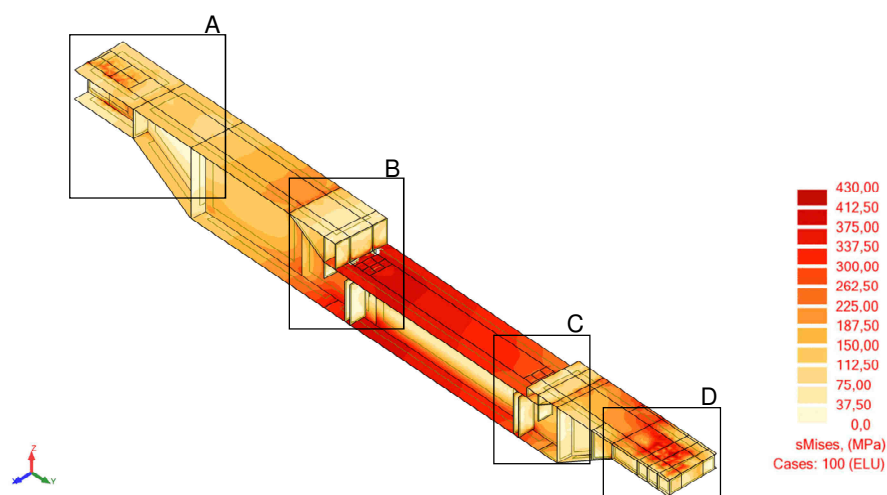
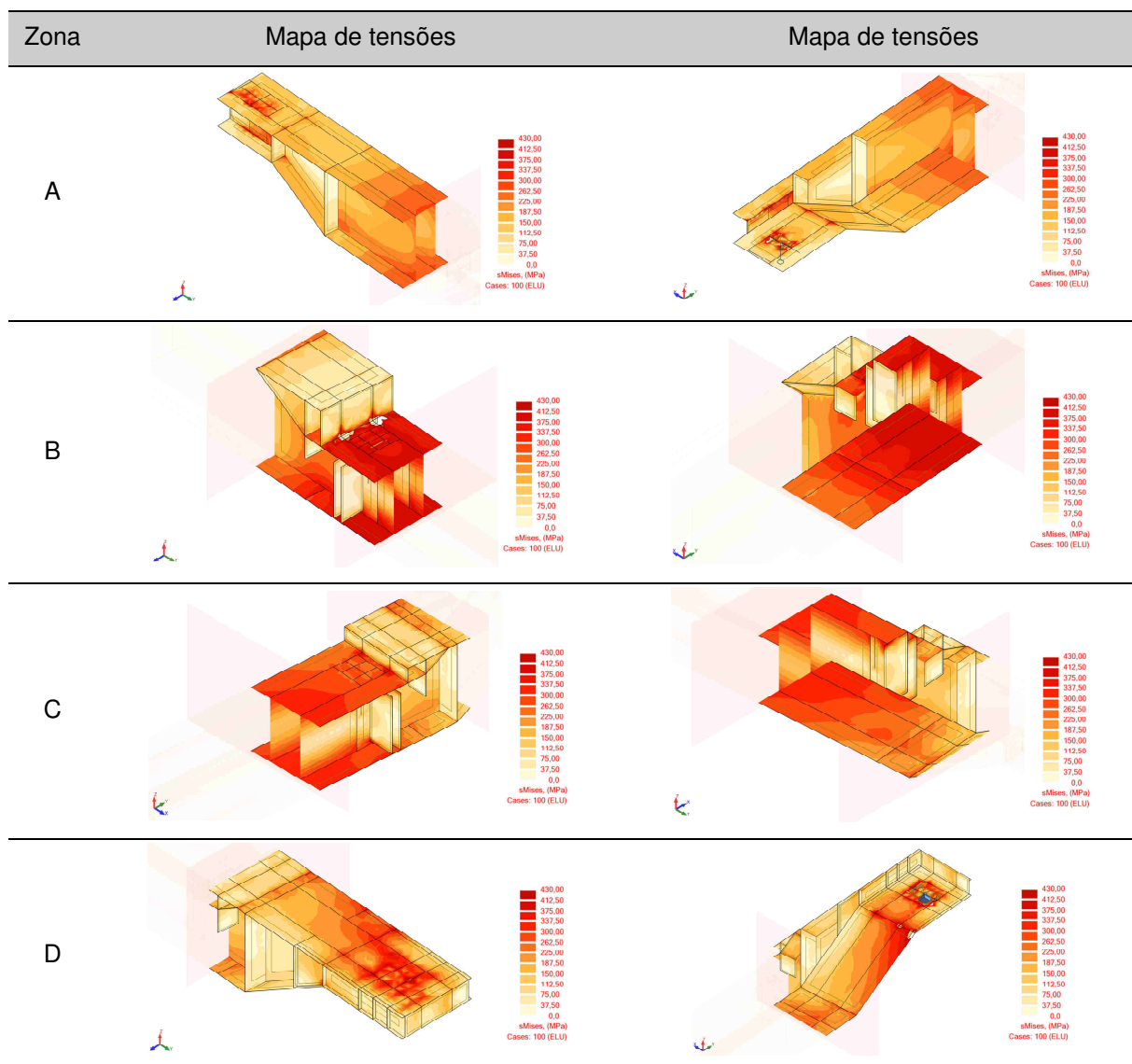


Fig. 39 - Mapa de tensões instaladas na viga VREP.21 (solução em aço S460, com consideração do estado limite de utilização)

Através do mapa podemos observar que o nível de tensões instalado é relativamente baixo para a maioria das secções da viga, fruto da pouca redução, em termos de espessura dos materiais, e do aumento de classe de resistência do aço.

No Quadro 17 encontram-se ampliadas as zonas mais críticas da viga.

Quadro 17 – Mapa de tensões para as secções críticas (solução em aço S460, com consideração do estado limite de utilização)



Pela observação das figuras anteriores, apenas na zona central da viga é possível encontrar pontualmente algumas zonas onde, mais uma vez, a tensão instalada ultrapassa a tensão de cedência do material, fator esse que já foi estudado no capítulo anterior onde se chegou à conclusão que não provoca problemas de segurança no que respeita à estabilidade da viga.

A mesma análise foi realizada para a viga VREP.20, encontrando-se no Anexo D os respetivos mapas de tensões. Foi dispensada a análise para a viga VREP.22 visto esta não ter sofrido qualquer alteração neste processo.

4.1.1.2. Estado Limite de Utilização

Conforme foi referido anteriormente, esta nova solução teve como principal restrição a verificação do estado limite de utilização.

Assim, com as alterações realizadas na estrutura em estudo, chegamos aos seguintes deslocamentos verticais nas vigas:

Quadro 18 – Estado limite de utilização (solução em aço S460, com consideração do estado limite de utilização)

Viga	L	$\delta_{\text{máx}}$	δ	$\delta / \delta_{\text{máx}}$
VREP.20	13,37 m	53 mm	52 mm	98%
VREP.21	14,77 m	59 mm	58 mm	98%
VREP.22	14,72 m	59 mm	41 mm	70%

Analisando os dados presentes no Quadro 18, verificamos que com as alterações nas vigas VREP.20 e VREP.21, o deslocamento vertical máximo verificado está muito próximo do limite do critério de deformação. Observa-se também, que ainda existe alguma folga em termos de deformação na viga VREP.22. Isto deve-se à não alteração de qualquer chapa, pois esta viga apresenta chapas de aço de menores dimensões, quando comparadas com as restantes. Importa também ter em consideração que, caso se procedesse à alteração de alguma chapa desta viga, a deformação nas restantes vigas poderia exceder o limite máximo de deformação.

4.1.2. ANÁLISE DE CUSTOS

Dada a parca alteração em termos de espessuras na estrutura em estudo, condicionada por critérios de deformação, e com a inclusão de aço com maior resistência (e, consequentemente, com maior custo), a aplicação de aços com maior resistência na estrutura em estudo revela-se uma má opção neste caso em particular, devido ao facto de a estrutura estar muito condicionada pelo limite de deformação vertical do estado limite de utilização.

De seguida, realiza-se um pequeno estudo do custo dos materiais envolvidos nesta estrutura. No Quadro 19 apresenta-se o custo do aço estrutural para as diferentes classes de aço:

Quadro 19 – Custo de aço por classe de resistência

Classe de aço	€/ton.
S355	650
S460	900
S690	1165

Assim, foi realizada uma breve análise de variação dos custos relativos às chapas de aço. A mesma análise foi realizada em termos de peso das chapas, encontrando-se resumida esta informação no Quadro 20.

Quadro 20 – Variação de peso/custo para solução em aço S460 (com consideração do estado limite de utilização)

	Variação de peso	Variação de custo
VREP.20	- 6 248 kg	+ 302,11 €
VREP.21	- 2 609 kg	- 260,90 €

Pela análise do quadro anterior, verifica-se que apesar da redução do peso da estrutura (embora sejam valores relativamente pequenos), se constata inclusive um aumento de custo na viga VREP.20.

Com isto conclui-se que a exigência do estado limite de utilização condiciona a aplicação de aços com maior resistência, devido ao facto de os mesmos, para traduzirem uma vantagem de utilização implicariam uma redução de espessuras dos elementos constituintes e, portanto, uma respetiva diminuição da rigidez da estrutura. Assim, para esta solução não será realizada uma análise detalhada dos diversos intervenientes do custo da estrutura pelo facto desta solução não ser viável em termos económicos.

4.2. APLICAÇÃO DE AÇO S460 NA VIGA VREP.21 SEM CONSIDERAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Verificou-se no subcapítulo anterior, que a redução de espessuras das chapas levantaria problemas de deformação da estrutura. Assim, tendo presente que a questão de deformação pode ser solucionada, por exemplo com a aplicação de contra-flechas, admitir-se-á que a questão da rigidez não será uma condicionante intransponível para o problema em estudo.

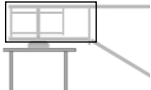
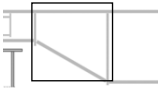



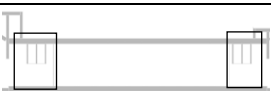
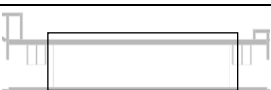

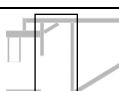
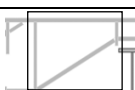
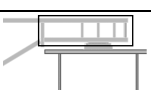
Assim, de modo a proceder a uma análise económica dos custos a otimizar, devido à aplicação de aços de classes superiores, ter-se-á como objeto de análise a viga VREP.21 isoladamente. Optou-se por esta metodologia pelo facto de a viga em questão ser a mais solicitada, bem como aquela que apresenta maiores espessuras de chapas. Com isto, a partir da análise isolada desta viga, extrair-se-ão dados que poderão ser extrapolados para a restante estrutura. Deve, no entanto, mencionar-se que para obter maior rigor, as restantes vigas devam ser alvo de análise isolada semelhante à efetuada para a viga VREP.21.

Então, o processo iterativo conduzido consistiu na redução progressiva das espessuras dos elementos de casca, no modelo, até que os valores das tensões instaladas se aproximassem do valor da tensão de cedência do material, neste caso S460. Os pressupostos usados para este processo foram:

- Não consideração da verificação do estado limite de utilização;
- Manter as secções simétricas;
- Evitar zonas pontuais onde a tensão instalada ultrapasse a tensão de cedência f_y .

Com isto, chegou-se a uma solução final com as alterações que podem ser encontradas no Quadro 21.

Quadro 21 - Alterações à viga VREP.21 para solução em aço S460

Secção	Espessura das almas		Espessura dos banzos	
	S355	S460	S355	S460
	40 mm	40 mm	65 mm	40 mm
	40 mm	20 mm	65 mm	40 mm
	25 mm	20 mm	65 mm	40 mm
	50 mm	40 mm	65 mm	40 mm
	50 mm	40 mm	superior: 65 mm inferior: 100 mm	superior: 40 mm inferior: 60 mm
	50 mm	40 mm	100 mm	60 mm
	25 mm	15 mm	100 mm	60 mm
	50 mm	40 mm	superior: 65 mm inferior: 100 mm	superior: 50 mm inferior: 60 mm
	50 mm	40 mm	65 mm	50 mm
	120 mm	40 mm	65 mm	50 mm
	120 mm	100 mm	65 mm	50 mm

4.2.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA (ESTADO LIMITE ÚLTIMO)

Após a chegada a esta nova solução, importa verificar as classes das secções transversais. Assim, foi realizada essa análise, tendo-se chegado à conclusão que as secções obtidas são maioritariamente de Classe 3. Isto valida a análise pelo modelo de elementos de casca, que corresponde a uma análise linear no domínio elástico. A verificação das classes das secções encontra-se no Anexo E. Na Figura 40 é apresentado o mapa de tensões equivalentes de Von Mises para esta nova solução.

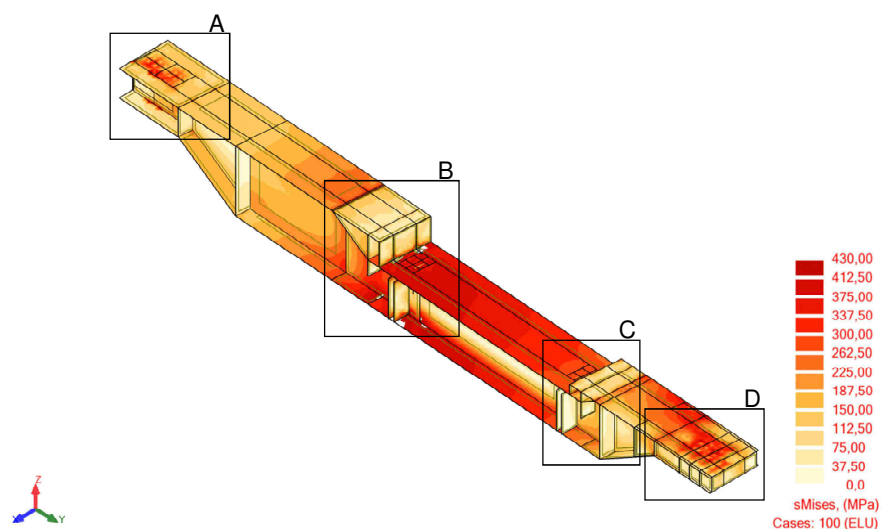
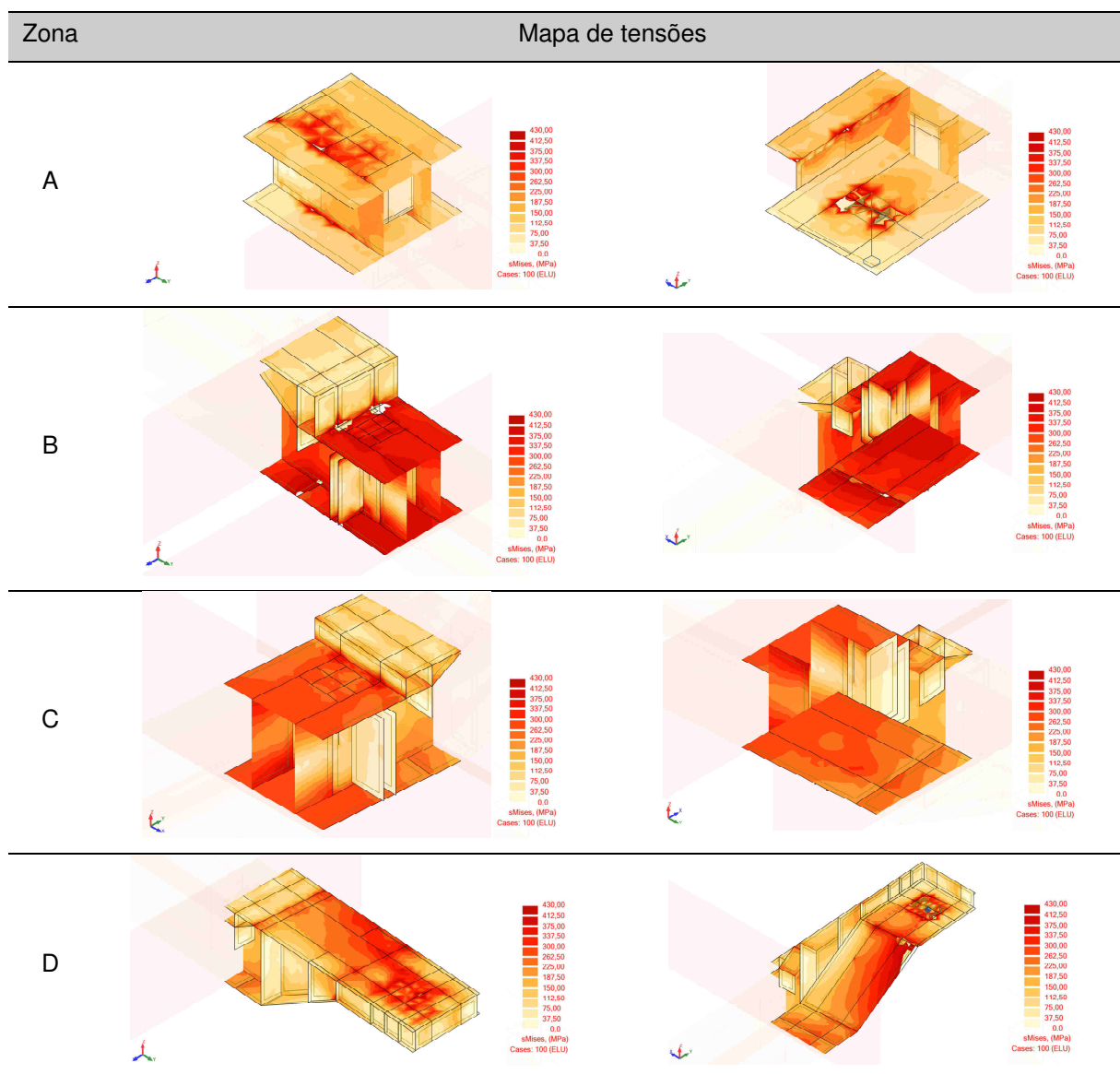


Fig. 40 - Mapa de tensões instaladas na viga VREP.21 (solução em aço S460)

Tendo em conta que esta solução passa pela aplicação integral de aço S460 na viga, a escala de tensões apresentada tem como máximo a tensão de cedência respeitante à chapa de maior espessura nesta nova solução. No Quadro 22 encontram-se em maior destaque as zonas críticas da viga.

Quadro 22 - Mapa de tensões para as secções críticas (solução em aço S460)



Com a observação dos mapas do quadro anterior, verificam-se pequenas regiões onde a tensão instalada ultrapassa a tensão de cedência material pelo que, fica assim assegurada a segurança relativamente à estabilidade global da viga.

4.3. APLICAÇÃO DE AÇO S690 NA VIGA VREP.21 SEM CONSIDERAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

De seguida, foi conduzido o mesmo processo iterativo de redução progressiva de espessuras dos elementos de casca, no modelo Robot, até que os valores das tensões instaladas se encontrassem próximos do valor da tensão de cedência correspondente ao aço S690. No entanto, com a diminuição das espessuras, principalmente dos banzos, verificou-se que as secções constituintes passariam a ser de Classe 4. Secções transversais de Classe 4 apresentam uma complexidade adicional, relativamente às secções de Classe 1 a 3, pelo facto da possibilidade de ocorrência de fenómenos de encurvadura local

na secção antes desta atingir a tensão de cedência na fibra mais comprimida. Assim, com a ocorrência de secções desta classe, a verificação de segurança pelo modelo de elementos de casca (que simula o comportamento das secções brutas) fica invalidada. De salientar que o problema enunciado poderia ser resolvido com a inserção de nervuras de rigidez nas secções, passando as mesmas a serem classificadas eventualmente como de Classe 3. No entanto, a aplicação de nervuras de rigidez está aliada a um custo importante pelo que, neste estudo, não foi avaliada a possibilidade de adotar esta solução.

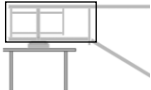
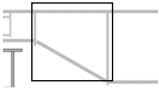



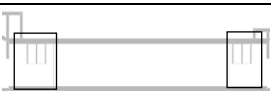
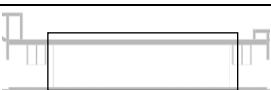

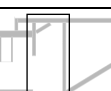
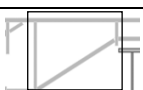
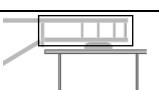
Com isto, um dos pressupostos a utilizar na otimização da estrutura em estudo para aplicação de aço S690 foi a não ocorrência de secções de Classe 4. Foi possível chegar a uma solução final, com uma geometria semelhante à alcançada no subcapítulo anterior (com a aplicação do aço S460), o que nos faz levantar *a priori* algumas dúvidas quanto ao benefício de custo na aplicação deste aço.

Os restantes pressupostos usados para este processo mantiveram-se, sendo:

- Não consideração da verificação do estado limite de utilização;
- Manter as secções simétricas;
- Evitar zonas pontuais onde a tensão instalada ultrapasse a tensão de cedência f_y .

Com isto, chegou-se a uma solução final com as alterações que podem ser encontradas no Quadro 23.

Quadro 23 - Alterações à viga VREP.21 para solução em aço S690

Secção	Espessura das almas		Espessura dos banzos	
	S355	S690	S355	S690
	40 mm	30 mm	65 mm	40 mm
	40 mm	20 mm	65 mm	40 mm
	25 mm	25 mm	65 mm	40 mm
	50 mm	40 mm	65 mm	40 mm
	50 mm	40 mm	superior: 65 mm inferior: 100 mm	40 mm
	50 mm	40 mm	100 mm	40 mm
	25 mm	15 mm	100 mm	40 mm
	50 mm	30 mm	superior: 65 mm inferior: 100 mm	40 mm
	50 mm	30 mm	65 mm	40 mm
	120 mm	30 mm	65 mm	40 mm
	120 mm	80 mm	65 mm	40 mm

4.3.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA (ESTADO LIMITE ÚLTIMO)

Conforme foi referido anteriormente, um dos critérios utilizados foi a não utilização de secções de Classe 4. A respetiva classificação destas secções pode ser encontrada no Anexo F. Na Figura 41 é apresentado o mapa de tensões de Von Mises para a solução integral em aço S690.

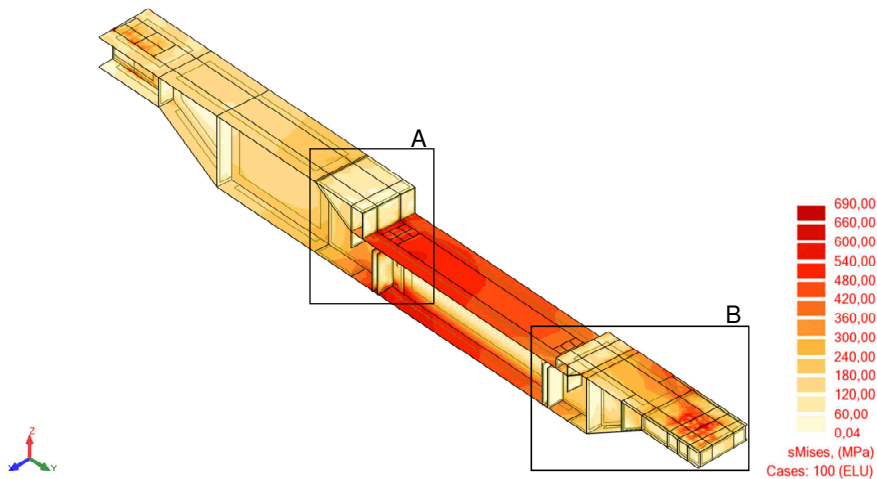


Fig. 41 - Mapa de tensões instaladas na viga VREP.21 (solução em aço S690)

No Quadro 24 encontram-se ampliadas as zonas com maior nível de intensões instaladas.

Quadro 24 - Mapa de tensões para as secções críticas (solução em aço S690)

Zona	Mapa de tensões	Mapa de tensões
A		
B		

Pela análise dos mapas de tensões apresentados, verifica-se que praticamente não existem regiões onde a tensão instalada ultrapasse a tensão de cedência material. É notório, inclusive, o nível reduzido de tensão nos elementos da viga, devido às poucas alterações efetuadas nesta solução em comparação às realizadas na aplicação de aço S460 na viga VREP.21.

4.4. ANÁLISE ECONÓMICA DAS DIFERENTES SOLUÇÕES EM AÇO PARA A VIGA VREP.21

4.4.1. CUSTOS DE FABRICO

4.4.1.1. Chapas de aço

Conforme já referenciado neste capítulo, dependendo da classe de resistência do aço, o preço por tonelada varia consoante os valores apresentados no Quadro 1919.

Assim, para as diferentes soluções de classe de aço aplicadas na viga VREP.21, encontramos a seguinte redução em termos de peso do material:

Quadro 25 – Redução em peso de chapa

Classe do aço	Peso das chapas	Poupança
S355	34 385 kg	-
S460	22 269 kg	12 116 kg (35,2%)
S690	18 722 kg	15664 kg (45,6%)

Pela observação do quadro, verifica-se uma grande redução em termos de peso de chapas de aço. A análise de custos, por sua vez, encontra-se no Quadro 26.

Quadro 26 – Redução em custo de chapa

Classe do aço	Custo das chapas	Poupança
S355	22 350,51 €	-
S460	20 042,27 €	2 308,24 € (10,3%)
S690	21 810,60 €	539,92 € (2,4%)

Com base nestes resultados, podemos observar que, apesar da significativa redução em termos de peso do aço utilizado, o mesmo não se reflete em termos de custo devido ao facto que à medida que aumentamos a classe do aço, o preço do mesmo sofre também um aumento significativo.

4.4.1.2. Corte

Outro custo que será reduzido em função da quantidade de aço utilizado, trata-se do custo de corte das chapas de aço. Este custo não depende da classe de aço utilizada na estrutura, estando assim apenas dependente do peso do material. Assim, este preço foi determinado tendo em conta o valor final que a empresa despendeu para a realização da estrutura em aço S355, sendo esse valor de 0,039€/kg de aço. Assim, no Quadro 27 encontram-se resumidos os diferentes custos para as demais soluções.

Quadro 27 – Redução em custo de corte de chapa

Classe do aço	Custo de corte	Poupança
S355	1 341,03 €	-
S460	868,50 €	472,53 € (35,2%)
S690	730,14 €	610,89 € (45,6%)

4.4.1.3. Soldaduras em fábrica

Sendo a viga em estudo composta por inúmeros tipos de soldadura, devido ao elevado número de chapas e respetivas juntas a soldar, serão, por simplificação, apenas objeto de análise as soldaduras de ligação alma-banzo bem como as soldaduras de topo. Estes dois tipos de soldadura são as que se apresentam em maior quantidade na viga em questão.

i. Soldaduras ligação alma-banzo

Na Figura 42 encontram-se identificadas as soldaduras de ligação alma-banzo que foram consideradas neste estudo.

Fig. 42 – Identificação das soldaduras de ligação alma-banzo estudadas²

Para efeitos de análise, estas soldaduras serão consideradas como soldaduras de ângulo, com a espessura do cordão de soldadura dada por:

$$a = 0,7 \times \text{menor espessura ligação} \quad (34)$$

em que a representa a espessura efetiva do cordão de soldadura.

Serão assim consideradas novas espessuras através deste critério de modo a poder ter uma base de comparação fiável entre a aplicação dos diferentes tipos de aço.

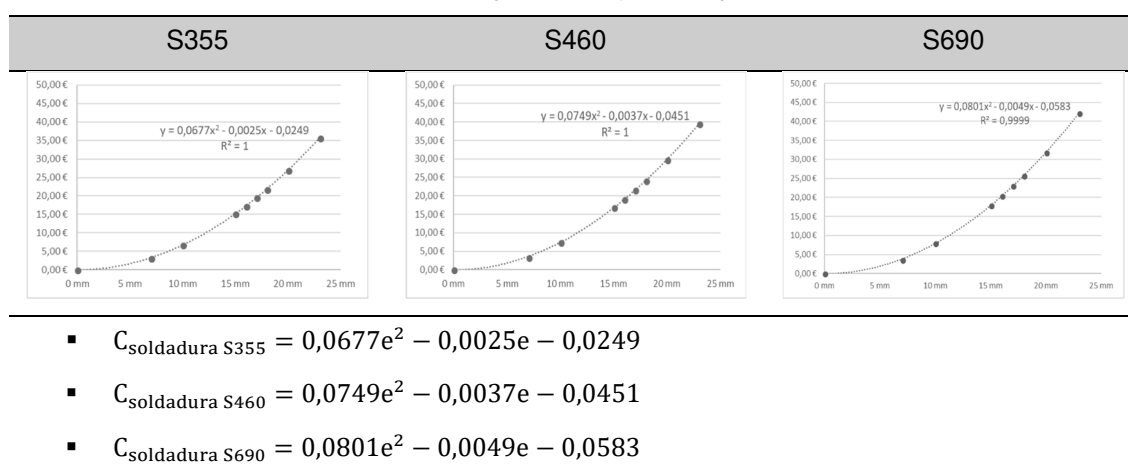
No Quadro 28 apresenta-se o preço de elementos intervenientes no processo de soldadura.

² A soldadura identificada a vermelho será alvo de estudo mais adiante no trabalho, por se tratar de uma soldadura realizada em obra.

Quadro 28 – Intervenientes no custo de soldaduras

Classe do aço	Custo fio soldadura [€/kg]	Custo gás mistura [€/m³]	Custo de mão de obra em fábrica [€/h]
S355	2,10	2,30	15,00
S460	3,50		
S690	4,50		

Assim, para as soldaduras de ângulo são definidas as características dos fios de soldadura para diferentes espessuras efetivas, a , que se encontram no Quadro 54 do Anexo G. Com estes dados, foi possível estimar uma relação matemática do custo total da soldadura em função da espessura efetiva da mesma, para a aplicação nas diferentes classes de aço, relações que se apresentam de seguida no Quadro 29.

Quadro 29 – Custo de soldaduras de ângulo em função da espessura do cordão de soldadura^{3 4}

Assim, seguindo esta metodologia para as diferentes secções, a aplicação de aços com maior resistência conduz a menores espessuras dos elementos constituintes da secção, com especial atenção para a redução da espessura das almas. Tendo em conta que a espessura do cordão de soldadura alma-banzo é regida pela menor espessura das chapas a soldar, verifica-se que a espessura da alma é a principal interveniente no dimensionamento da soldadura, permitindo assim uma redução das espessuras dos cordões cujo custo se apresenta no Quadro 30.

³ Estes valores traduzem-se em custos por metro de cordão de soldadura.

⁴ e, representa a espessura mínima das chapas a serem ligadas.

Quadro 30 – Redução em custo de soldaduras de ângulo

Classe do aço	Custo soldaduras de ângulo	Poupança
S355	3 551,31 €	-
S460	2 079,84 €	1 471,47 € (41,4%)
S690	1 601,29 €	1 950,02 € (54,9%)

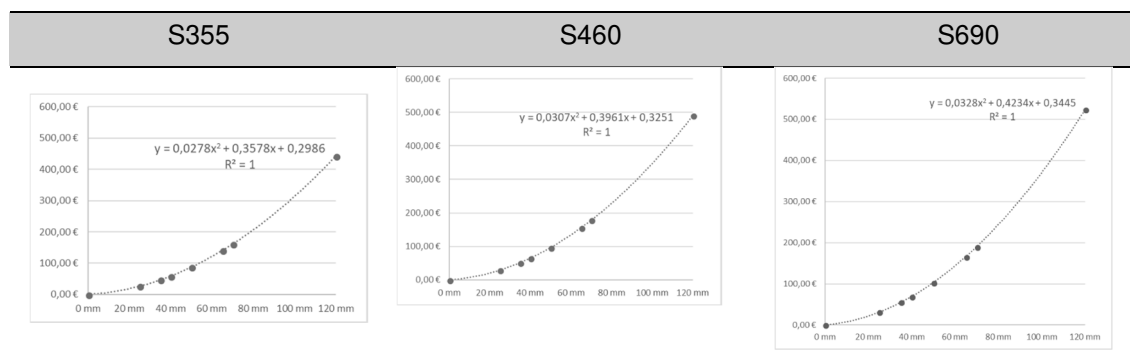
i.2 Soldaduras de topo

Relativamente às soldaduras de topo, considerou-se soldadura de penetração total em todas as partições de espessuras de banzos. Na Figura 43 encontram-se identificadas as soldaduras quantificadas para análise.

Fig. 43 - Identificação das soldaduras de topo estudadas⁵

Para a estimativa de custo das soldaduras em função das espessuras efetivas, foi realizada uma análise semelhante à realizada no ponto anterior, chegando-se aos resultados apresentados no Quadro 31.

Quadro 31 – Custo de soldaduras de topo em função da espessura do cordão de soldadura



- $C_{soldadura\ S355} = 0,0278e^2 + 0,3578e + 0,2986$
- $C_{soldadura\ S460} = 0,0307e^2 + 0,3961e + 0,3251$
- $C_{soldadura\ S690} = 0,0328e^2 + 0,4234e + 0,3445$

Assim, após análise, foram verificadas as seguintes reduções em termos de custo de soldaduras de topo:

⁵ A soldadura identificada a vermelho será alvo de estudo mais adiante no trabalho, por se tratar de uma soldadura realizada em obra.

Quadro 32 – Redução em custo de soldaduras de topo

Classe do aço	Custo soldaduras de topo	Poupança
S355	2 245,95 €	-
S460	1 518,06 €	727,88 € (32,4%)
S690	1 067,27 €	1 178,68 € (52,5%)

4.4.1.4. Armação, limpeza e qualidade

Os custos associados aos processos de armação, limpeza e qualidade, inerentes ao fabrico da viga são considerados como custos independentes do peso da estrutura. Assim, estes custos tomam o valor da solução inicial em aço da classe S355, estando representados no Quadro 33.

Quadro 33 – Custos de armação, limpeza e qualidade

Armação	Limpeza	Qualidade	Total
3 979,34 €	273,98 €	344,00 €	4 597,32 €

4.4.2. CUSTOS DE TRANSPORTE

O custo de transporte da viga toma valores significativos devido ao facto de a obra estar localizada em França. Assim, torna-se importante analisar a possibilidade de redução deste custo em função da redução de peso da estrutura. Foram feitos contactos por parte da bysteel S.A. para avaliar a eventual otimização deste custo, tendo-se chegado à conclusão que, com a redução do peso da estrutura para as soluções com aços com maior resistência, consegue-se reduzir o custo do transporte, estando os valores representados no Quadro 34.

Quadro 34 – Custo de transporte

Classe do aço	Peso total da viga	Custo transporte	Poupança
S355	38 toneladas	4 250,00 €	-
S460	25 toneladas	1 750,00 €	2500,00 € (58,8%)
S690	21 toneladas	1 750,00 €	2500,00 € (58,8%)

De notar, que a viga será enviada para obra dividida em duas partes, de modo a facilitar tanto o transporte, bem como a operações de montagem em obra, operações que serão analisadas de seguida.

4.4.3. CUSTOS DE MONTAGEM EM OBRA

4.4.3.1. Mão de obra

Este custo refere-se à mão de obra que estará presente de forma a poder dar apoio à descarga e montagem da viga em estudo. Sendo este custo independente do peso da viga, tratar-se-á como um custo fixo, com o respetivo valor que efetivamente foi despendido aquando da montagem da estrutura em aço S355 em projeto de execução. No Quadro 35 identificam-se os fatores intervenientes para a determinação deste custo.

Quadro 35 – Custo de mão de obra

	Valores
Homens	4
Dias de trabalho	5
Horas de trabalho / dia	9
Custo / hora	30 €/h
Custo total	5 400,00 €

4.4.3.2. Soldadura em obra

Como já foi referido anteriormente, algumas soldaduras da viga serão realizadas em obra devido ao facto de a viga ser transportada para obra dividida em duas partes. Na Figura 44 encontramos a disposição da partição das vigas para soldadura em obra.

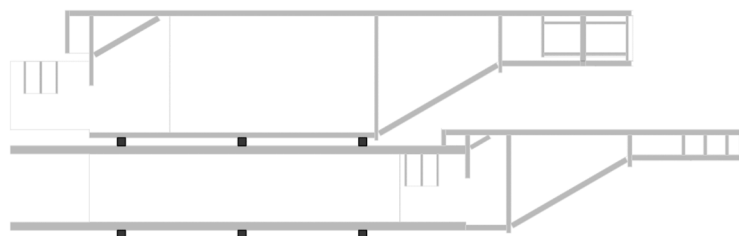


Fig. 44 – Partição da viga VREP.21 para obra

Serão assim estudadas as respetivas soldaduras de ligação alma-banzo em questão, bem como a soldadura de topo. Estas soldaduras merecem uma análise em especial pelo preço associado às mesmas ser substancialmente superior relativamente ao caso em que as soldaduras são realizadas em fábrica. Além do maior custo de mão de obra associado à conceção destas soldaduras em obra, o tempo de execução das mesmas também é superior, devido à menor eficiência que a execução em obra apresenta. Com isto, foram consideradas as mesmas bases de análise de custos de soldaduras até então utilizados, diferenciando apenas em dois aspetos:

- O custo de mão de obra corresponde a 30 €/hora;
- O tempo de soldadura em obra, por aproximação, é considerado o dobro do tempo que é necessário para a execução da soldadura em fábrica.

Posto isto, procedeu-se a uma análise em muito semelhante à efetuada anteriormente para a determinação de custos de soldaduras em função das espessuras dos cordões de soldadura. Toda esta análise encontra-se detalhada no Anexo H.

No Quadro 36, encontra-se a análise relativa ao custo total destas soldaduras.

Quadro 36 – Redução do custo de soldaduras em obra

Classe do aço	Custo	Poupança
S355	1 227,78 €	-
S460	608,76 €	619,03 € (50,4%)
S690	517,62 €	710,16 € (57,8%)

Podemos notar que, apesar da quantidade parca em termos de volume de soldadura em questão, o custo das mesmas é relativamente elevado, quando comparado com o custo das soldaduras realizadas em fábrica. Pela análise efetuada, deparamo-nos com uma redução significativa dos custos associados às mesmas, com uma redução superior a metade dos custos iniciais, o que se revela assim uma grande vantagem na aplicação destas novas classes de aço.

4.4.3.3. Elevação

Um dos custos com maior impacto tendo em conta a grande dimensão que apresentam as vigas constituintes da estrutura em estudo, corresponde ao custo do meio de elevação das mesmas. Tendo em consideração as condicionantes de posicionamento da auto-grua utilizada em obra, bem como o respetivo peso das vigas, a solução utilizada passou pelo aluguer, por parte da empresa, de uma auto-grua de 700 toneladas de capacidade. Sendo o custo diário de utilização da auto-grua um custo significativo, importa perceber se com a diminuição do peso das vigas, se pode diminuir o porte da auto-grua utilizada e, assim, diminuir os custos associados à mesma.

Na Figura 45 encontra-se apresentada a localização da auto-grua relativamente às vigas. Pela análise da figura, constata-se que a operação de elevação será condicionada pela viga VREP.22, pois apesar da viga VREP.20 se encontrar a uma maior distância da auto-grua (aproximadamente 60 m), a viga VREP.22 apresenta um maior peso. Note-se que a análise de aplicação de aços de alta resistência tem sido realizada apenas para a viga central (VREP.21).

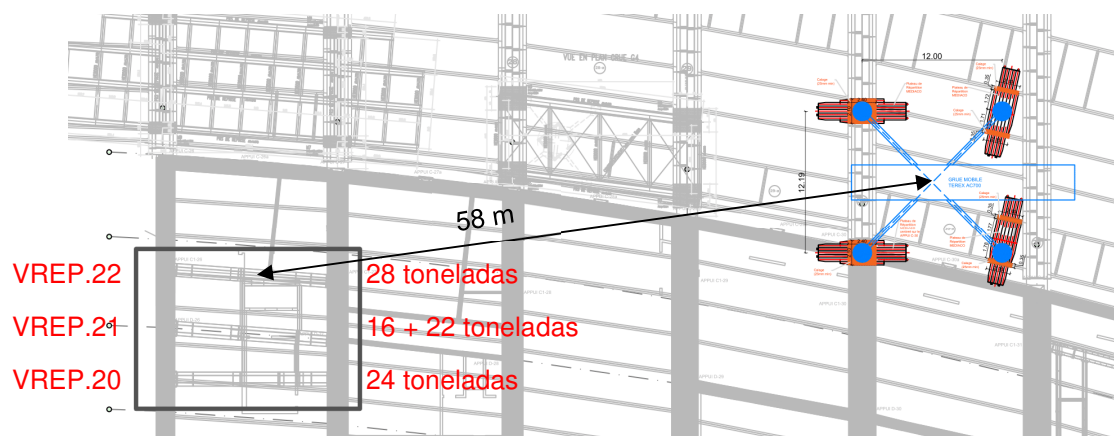


Fig. 45 - Localização da auto-grua perante a estrutura em estudo e respetivos pesos das vigas (em aço S355)

Portanto, de forma a equacionar a viabilidade de utilização de uma auto-grua de capacidade inferior, e visto não haver dados relativos à redução de peso da viga VREP.22, admitir-se-á que esta irá ser

otimizada na mesma proporção da viga VREP.21. No Quadro 37 encontra-se resumida a consideração referida.

Quadro 37 – Analogia utilizada para determinação de novos pesos da viga VREP.22 para aplicação de aços S460 e S690

Classe do aço	VREP.21		VREP.22	
	Peso	Redução de peso (em %)	Peso	Redução de peso (em %)
S355	38 toneladas	-	28 toneladas	-
S460	25 toneladas	35 %	18 toneladas	35 %
S690	21 toneladas	46 %	15 toneladas	46 %

Vemos assim que a viga condicionante à utilização da auto-grua apresenta uma redução de mais de 10 toneladas. Tendo em conta o braço que a lança da auto-grua tem que atingir para a colocação da viga no local de implantação, braço esse na ordem dos 58 metros, é possível observar, a partir do catálogo técnico das mesmas (Figura 46), a viabilidade da utilização da auto-grua de 500 toneladas para a elevação da estrutura em estudo.

WIHI

AC 700

Fig. 46 – Tabelas dos catálogos da AG700 (à esquerda) [28], e da AG500 (à direita) [29] com respetiva validação de troca de auto-grua

No Quadro 38 resumem-se os custos envolvidos no aluguer das diferentes auto-gruas (valores para um dia de utilização, tempo necessário para os trabalhos em questão).

Quadro 38 – Redução em custo de solução de elevação para a viga VREP.21

Classe do aço	Peso	Solução	Custo total	Custo unitário	Custo relativo	Poupança
S355	38 ton.	Auto-grua 700 ton.	31 900,00 €	354,44 €/ton.	13 468,89 €	-
S460	25 ton.	Auto-grua 500 ton.	22 500,00 €	384,62 €/ton.	9 500,00 €	3 968,89 € (29,5 %)
S690	21 ton.	Auto-grua 500 ton.	22 500,00 €	462,96 €/ton.	9 500,00 €	3 968,89 € (29,5 %)

Tendo em atenção que o custo fornecido para a utilização das diferentes auto-gruas refere-se ao custo global de utilização da mesma, ou seja, para operação das diferentes vigas e, pelo facto, desta análise estar a ser efetuada apenas para custos relativos a uma viga, a viga VREP.21, surge assim a necessidade da introdução de um fator denominado “custo relativo”. Este fator resulta da partição do custo global do aluguer da auto-grua pelas três distintas vigas, hipótese simplificativa, desprezando a utilização da mesma também para as vigas secundárias transversais (foi tomada em conta este fator pelo facto de no ponto seguinte ser analisado o custo global da viga). Deste modo, a partir de um custo unitário para cada uma das soluções, e tendo em conta do peso da viga, foi avaliado o impacto económico da redução da capacidade da auto-grua para a viga em questão.

4.4.4. ANÁLISE COMPARATIVA DAS TRÊS SOLUÇÕES

4.4.4.1. Comparação de custos entre soluções

Por fim, importa proceder a uma análise global dos diferentes custos associados à execução da viga em estudo, para as diferentes classes de resistência de aço. No Quadro 39, encontra-se resumida esta informação.

Quadro 39 – Análise de custos global entre soluções

Classe do aço	Custo de fabrico	Custo de transporte	Custo de montagem	Total
S355	34 086,12 €	4 250,00 €	20 096,67 €	58 432,79 €
S460	29 106,00 € (-14,6%)	1 750,00 € (-58,8%)	15 508,76 € (-22,8%)	46 364,76 € (-20,7%)
S690	29 806,61 € (-12,6%)	1 750,00 € (-58,8%)	15 417,62 € (-23,3%)	46 974,24 € (-19,6%)

A partir da análise do quadro verifica-se que a solução da estrutura em aço de classe S460 se afigura como a melhor opção a ser tomada. A solução em aço estrutural da classe S690, tal como já apresentado anteriormente no corpo deste documento, é condicionada em termos de redução de espessuras de material pela classe das secções obtidas (fruto do tipo de análise adotada), pelo que a sua redução comparativamente à solução em aço S460 é relativamente reduzida o que, devido ao seu custo superior,

implicará um custo de chapas substancialmente superior, implicando assim um maior custo de fabrico na mesma.

Na Figura 47 encontra-se resumida graficamente a informação apresentada no Quadro 39.

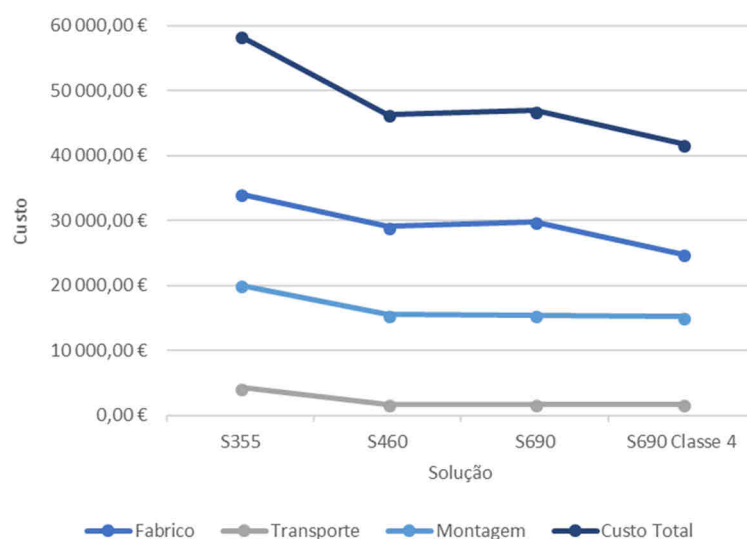


Fig. 47 – Análise gráfica dos vários fatores intervenientes no custo total da viga VREP.21

Nesta análise gráfica, foi inserida uma nova hipótese de otimização da viga em estudo. Este novo cenário, corresponde a um caso teórico, onde se permitem secções de Classe 4, tendo sido por isso denominada “S690 Classe 4”. Foi inserida esta hipótese para definição de uma fronteira de custo mínimo para a viga em estudo, pelo facto de a otimização da viga em aço S690 conduzir a um custo que poderá não ser o mínimo para esta aplicação de aço. De facto, embora não sustentado no presente trabalho, poderá ser viável a presença de secções de Classe 4, que verifiquem a segurança, na viga em análise.

Assim, este novo cenário teórico surge como uma hipótese, baseada numa análise em tudo semelhante às realizadas até então, mas não sustentada, pelo facto do tipo de análise não contemplar os efeitos de encurvadura local que possam ocorrer antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal. Não foi apresentada a análise desta solução por se tratar de uma hipótese não fundamentada, estando apenas incluídos os valores referentes a custos em análises gráficas.

Do gráfico apresentado na Figura 47, podemos retirar a seguinte informação:

- A maior componente do custo da viga em estudo corresponde ao custo de fabrico, nomeadamente o custo de chapas (material), soldaduras (realizadas em fábrica), corte de chapas e armação, limpeza e qualidade;
- O custo de transporte e montagem da viga assume valores de dimensão inferior, sendo a sua variação relativamente pequena entre soluções de classe de aço superior, pelo facto da maioria dos intervenientes destes custos não variarem linearmente em função do peso da estrutura;
- O custo total da viga sofre uma acentuada variação, nomeadamente entre a solução inicial (em aço S355) e a solução em aço S460. Isto revela-se como um ponto fulcral no presente estudo, sendo uma das mais importantes conclusões a extrair, isto é, a vantagem económica da aplicação de aços de alta resistência.

4.4.4.2. Análise de custos de chapas

Um dos custos mais revelantes nesta análise económica, inclusive relacionado a grande parte do trabalho realizado neste estudo, centra-se na variação de custos associados ao material constituinte da estrutura em estudo. Assim, na Figura 48, encontra-se reunida graficamente a informação relativa à variação de peso da estrutura (chapas de aço), bem como à variação de custos associados.

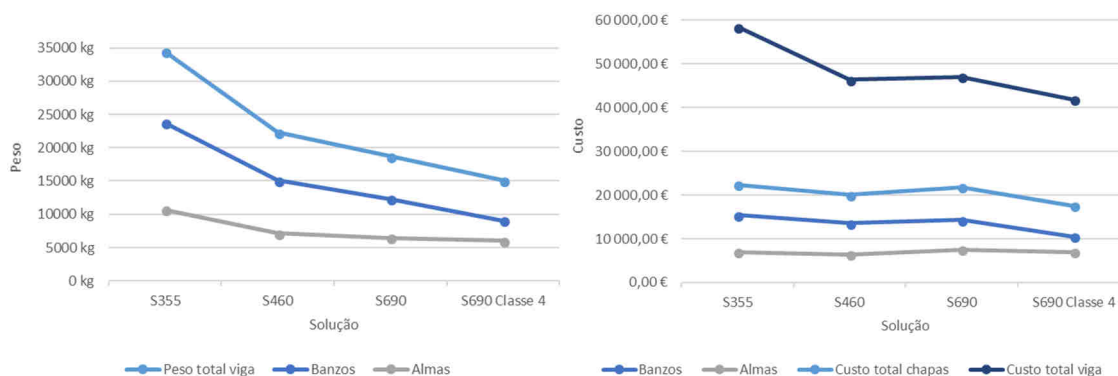


Fig. 48 – Variação de pesos (à esquerda) e de custos (à direita) de chapas

Pela observação da figura é possível extrair as seguintes conclusões:

- Pode observar-se a acentuada diminuição de peso da estrutura com o aumento de classe de resistência do aço. No entanto, esta taxa de diminuição de peso não é acompanhada do mesmo modo no que respeita a termos de custos, pelo facto do maior custo associado a aços de maior resistência;
- É notória a grande parcela que o custo total do material da estrutura representa em relação ao custo total da viga, assumindo aproximadamente 50 % do custo global da mesma;
- Comparando os custos de banzos com os custos de almas, podemos ainda constatar que enquanto os primeiros sofrem uma diminuição de custo consoante o aumento da classe de resistência, o mesmo não se verifica quanto às almas. Isto deve-se ao facto de as maiores espessuras se encontrarem nos banzos. As otimizações efetuadas que incidiram na diminuição da espessura das almas assumiram um papel mais secundário, quer pelo facto de já serem relativamente reduzidas, como também por critérios de segurança.

4.4.5. OUTROS CUSTOS REDUZIDOS EM FUNÇÃO DA APLICAÇÃO DE AÇOS COM MAIOR RESISTÊNCIA

O arranque lamelar é uma imperfeição resultante da soldadura no material, sendo particularmente alvo de risco em juntas cruciformes, em T e de canto, e em soldaduras de penetração total [14]. Visto na estrutura em estudo estarmos perante a presença de juntas em canto e de penetração total, bem como termos a presença de espessuras elevadas de aço, esta imperfeição pode levantar questões relevantes. Assim, este aspeto foi alvo de estudo e respetiva intervenção no projeto de execução, tendo-se optado por diferentes classes de qualidade de aço:

Quadro 40 – Escolha da classe de qualidade segundo a EN 10164 [11]

Valor-alvo de Z_{Ed} definido na EN 1993-1-10	Valor requerido para Z_{Rd} expresso em termos dos valores de cálculo de Z indicados na EN 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	-
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z 15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z25
$Z_{Ed} > 30$	Z 35

Em que:

- Z_{Ed} valor de cálculo de Z necessário, resultante da magnitude das extensões devidas à retração do metal restringido sob os cordões de soldadura;
- Z_{Rd} valor de cálculo de Z , disponível no material, de acordo com a EN 10164, ou seja, Z15, Z25 ou Z35.

De entre os vários critérios presentes no cálculo do valor-alvo de Z_{Ed} , mencionam-se os dois que serão diretamente influenciados pela otimização de espessuras de chapa, realizada neste trabalho:

- O critério referente à “Espessura da soldadura respeitante à deformação por retração do metal”, Z_a , cujo valor aumenta consoante um aumento do valor da espessura do cordão de soldadura;
- O critério referente ao “Efeito da espessura do material no impedimento da retração”, Z_c , cujo valor também é substancialmente superior quanto maior a espessura dos elementos a soldar.

Tendo em conta estes fatores, e visto que no projeto de execução diversas chapas apresentarem exigências relativas a estas classes de qualidade, uma eventual otimização da estrutura com aços de alta resistência, conduzirá a uma redução de espessuras de chapa e de soldadura. Como constatado, a otimização de espessuras de chapa e de soldadura leva a menores valores de Z_a e Z_c e, por conseguinte, a menores valores de Z_{Ed} o que, por sua vez, culmina num menor custo associado à compra de material. De salientar ainda que, para além do custo do material ser crescente com o aumento da classe de qualidade Z , menor é a sua disponibilidade no mercado, o que poderá representar dificuldades do ponto de vista logístico.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. CONCLUSÃO

A presente dissertação consistiu numa otimização estrutural de uma estrutura metálica já realizada em aço S355, recorrendo a classes de aço de elevada resistência, procedendo-se posteriormente a uma análise económica tendo em vista a avaliação da viabilidade destas novas soluções.

Neste sentido, tendo como ponto de partida uma análise sólida e fundamentada da estrutura em estudo, procedeu-se à modelação estrutural baseada na geometria inicial das vigas constituintes da estrutura em análise. Desta análise constatarem-se os seguintes pontos:

- Em Estado Limite Último, existem zonas na estrutura em que as tensões instaladas ultrapassam a tensão de cedência, f_y , resultado da análise linear-elástica a que a estrutura foi sujeita. Essas zonas poderiam levantar algumas questões relacionadas com a estabilidade global da viga, sendo esclarecidas após a análise não linear material realizada;
- A análise da estrutura considerando o comportamento não-linear do material resultou num aumento de deformações verticais considerável, atingindo inclusive valores perto de 20% de amplificação relativamente à análise linear-elástica.

Posteriormente, procedeu-se a uma otimização da estrutura utilizando aços de maiores classes de resistência, nomeadamente aço S460 e S690. Assim, após a análise económica associada às otimizações efetuadas, constata-se o seguinte:

- A redução de espessuras, consequência da aplicação de aços de alta resistência, provoca alterações na rigidez da estrutura o que, por sua vez, terá como resultado uma maior deformação da mesma. Torna-se assim um fator condicionante na aplicação deste tipo de aços, em estruturas que estão condicionadas em termos de deformação, nomeadamente no que respeita à verificação do Estado Limite de Utilização;
- A otimização subsequente da viga que foi alvo de maior análise levou, no caso de aplicação de aço S690, a secções transversais de Classe 4, o que pode levantar problemas quanto à ocorrência de encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal. Desta forma, visto as análises efetuadas não contemplarem a possibilidade de ocorrência de tais problemas, tomou-se como restrição a não ocorrência de secções transversais de Classe 4;
- Após a análise económica das soluções para aços da classe S460 e S690, conclui-se que a solução em aço S460 apresenta o melhor benefício, estando essa redução em cerca de 20% em termos de redução global de custo da viga;

- Com a análise detalhada dos custos de fabrico, transporte e montagem, verifica-se que são os custos de fabrico que representam uma maior parcela do custo total da estrutura. Isto, deve-se ao facto de a maior parcela dos custos corresponder ao custo das chapas de aço;
- A taxa de diminuição de peso de material para as progressivas otimizações em aços de crescente resistência não é acompanhada em termos de custo do mesmo, pelo facto de aços com maior resistência apresentarem maior custo (€/ton.);
- Em termos de redução de custos do material, verifica-se que a grande parte da diminuição em termos de custo está presente na otimização de banzos, devido ao facto de se concentrarem nestes as grandes espessuras de material.

Em suma, a utilização de aços de alta resistência apresenta inúmeras vantagens, desde a criação de uma estrutura mais esbelta à menor mão-de-obra requerida em termos de fabrico/montagem da mesma, sendo a principal vantagem relativa ao menor custo global da obra.

5.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Dentro da aplicação de aços de alta resistência, existe uma vasta gama de análises que deverão ser realizadas para se poder comparar de forma mais eficaz o real custo-benefício associado à aplicação deste tipo de aços.

Conforme foi verificado no decorrer do trabalho, existe capacidade de maior otimização de estruturas, nomeadamente com recurso a métodos de análise mais avançados nos quais se considera o comportamento não-linear do material.

Outro entrave verificado no decorrer do trabalho centra-se na obtenção de secções transversais de classe 4, o que provoca um processo moroso em termos da determinação de secções efetivas relativamente à possibilidade de ocorrência de encurvadura local. Assim, a introdução de ferramentas de cálculo automático que tornassem eficiente tal processo, tornar-se-ia numa mais valia.

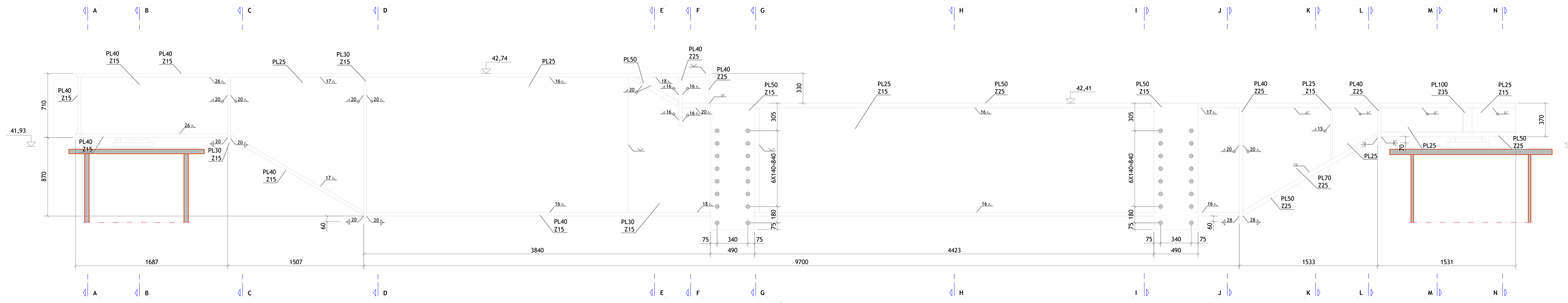
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Kennedy, M. *Ancient Egyptian beads are oldest iron objects found*. 20/08/2013. <https://www.theguardian.com/science/2013/aug/20/ancient-egyptian-beads-museum>. 04/03/2018.
- [2] Bjorhovde, R. *Development and use of high performance steel*. Journal of Constructional Steel Research 60, 03/05/2004, p.393-400, Elsevier, Tucson.
- [3] Schueremans, L., Porcher, H., Rossi, B., Wouters, I., Verstrynghe, E. *A Study on the Evolution in Design and Calculation of Iron and Steel Structures over the Mid 19th Century in Western and Central Europe*. International Journal of Architectural Heritage, 08/05/2017, p.320-333, Taylor & Francis, Leuven.
- [4] <http://whc.unesco.org/en/list/371>. 14/03/2018.
- [5] [http://www.wirralmodelengineeringsociety.co.uk/Articles/The Bessemer Process.pdf](http://www.wirralmodelengineeringsociety.co.uk/Articles/The_Bessemer_Process.pdf). 14/03/2018.
- [6] Marshall, C. *The world's first skyscraper: a history of cities in 50 buildings, day 9*. 02/04/2015. <https://www.theguardian.com/cities/2015/apr/02/worlds-first-skyscraper-chicago-home-insurance-building-history>. 05/03/2018.
- [7] <http://www.nationalmaterial.com/brief-history-american-steel-industry/>. 05/03/2018.
- [8] Poelmans, E., *Changes in the Structure of Coal and Steel Industries under the ESCS (1952-1967): was West Germany kept "Small"?*. Essays in Economic & Business History, 2012, p.5-30, The Journal of the Economic & Business Historical Society, Bruxelas.
- [9] <https://www.worldsteel.org/media-centre/press-releases/2018/World-crude-steel-output-increases-by-5.3--in-2017.html>. 05/03/2018.
- [10] Raoul, J., *Use and Application of High-performance Steels for Steel Structures*. Hans-Peter Günther, Zurique, 2005.
- [11] IPQ. *NP EN 1993-1-1: Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. 2010, Comité Europeu de Normalização (CEN), Bruxelas.
- [12] IPQ. *NP EN 1993-1-5: Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas*. 2012, Comité Europeu de Normalização (CEN), Bruxelas.
- [13] BSI. *EN 1993-1-6: Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures*. 2007, Comité Europeu de Normalização (CEN), Bruxelas.
- [14] IPQ. *NP EN 1993-1-10: Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-10: Tenacidade dos materiais e propriedades segundo a espessura*. 2010, Comité Europeu de Normalização (CEN), Bruxelas.
- [15] BSI. *EN 1993-1-12: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-12: Additional rules for the extension of EN1993 up to steel grades S 700*. 2007, Comité Europeu de Normalização (CEN), Bruxelas.
- [16] Shi, G., Ban, H.Y., Shi, Y.J., Wang, Y.Q. *Recent research advances on the buckling behaviour of high strength and ultra-high strength steel structures*. Proceedings of Shanghai International Conference on Technology of Architecture and Structure (ICTAS 2009) (Volume 1), 2009, p.75-89, Tongji University Press, Shanghai.

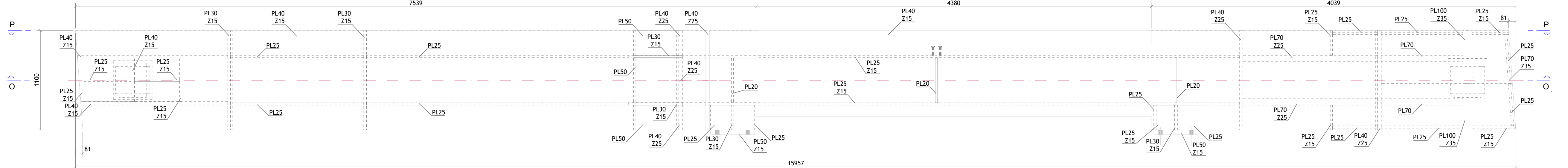
- [17] Ban, H., Shi, G., Shi, Y., Wang, Y. *Research Progress on the Mechanical Property of High Strength Structural Steels*. Advanced Materials Research Vols.250-253, 17/05/2011, p.640-648, Trans Tech Publications, Switzerland.
- [18] Wang, G.Z., Qu, L.Q., *Steel Structure Theory and Design*. Tsinghua University Press, Beijing, 1993.
- [19] Sivakumaran, S.K. *Relevance of Y/T ration in the design of steel structures*. Proceedings of International Symposium on Applications of High Strength Steels in Modern Constructions and Bridges-Relationship of Design Specifications, safety and Y/T Ratio, 2008, p.54-63, Beijing.
- [20] Langenberg, P. *Relation between design safety and Y/T ration in application of welded high strength structural steels*. Proceedings of International Symposium on Applications of High Strength Steels in Modern Constructions and Bridges-Relationship of Design Specifications, safety and Y/T Ratio, 2008, p.28-46, Beijing.
- [21] Snijder, H.H. *Recent developments regarding the next version of Eurocode 3 part 1-1 on steel structures*. XI Conference on Steel and Composite Construction, 27/12/2017, p.515-538, Ernst & Sohn, Eindhoven.
- [22] Fu, J.Y., Dong, T. *Discussion about Y/T ratio of building and bridge structural steels*. Proceedings of International Symposium on Applications of High Strength Steels in Modern Constructions and Bridges-Relationship of Design Specifications, safety and Y/T Ratio, 2008, p.18-27, Beijing.
- [23] bysteel. *Note de Calcul des Poutres Reprise – Bloc A – DOE*, 08/09/2017, bysteel S.A., Braga.
- [24] Johansson, B., Maquoi, R., Sedlacek, G., Muller, C., Beg, D. *Commentary and Worked Examples to EN1993-1-5 “Plated Structural Elements”*. JRC Scientific and Technical Reports, 10/2007, ECCS, Luxemburgo.
- [25] bysteel. *Note d’Hypotheses de Charpente Métallique – DOE*, 08/09/2017, bysteel S.A., Braga.
- [26] BSI. *EN 10025-2: Hot rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels*. 2004, Comité Européen de Normalização (CEN), Bruxelas.
- [27] ANSYS, Inc. *ANSYS Mechanical APDL Verification Manual*. ANSYS, Canonsburg, 2013.
- [28] Terex. *All Terrain Crane AC 700*. Terex | Demag, Zweibrücken, 2015.
- [29] Terex. *All Terrain Crane AC 500-2*. Terex | Demag, Zweibrücken, 2012.

ANEXOS

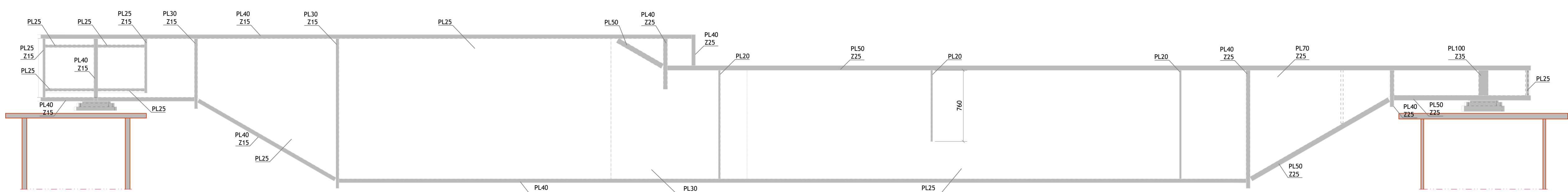
ANEXO A: DESENHOS DE PORMENOR DA ESTRUTURA EM ESTUDO



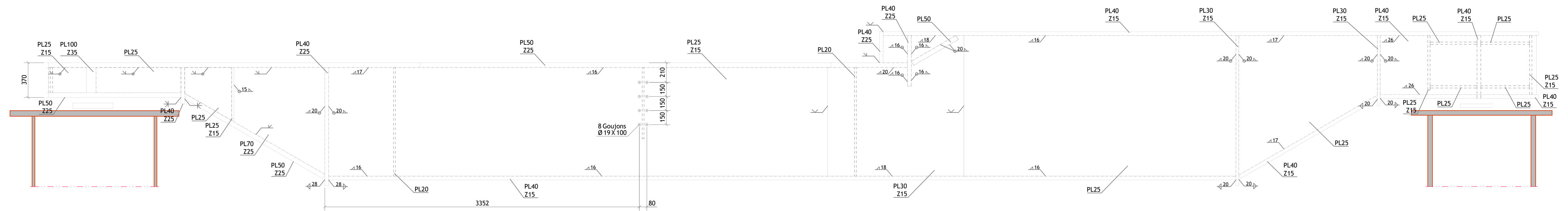
Élévation
Echelle 1:25



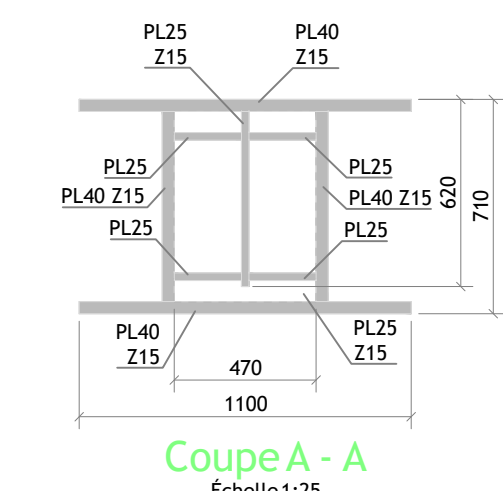
Vue en Plan
Echelle 1:25



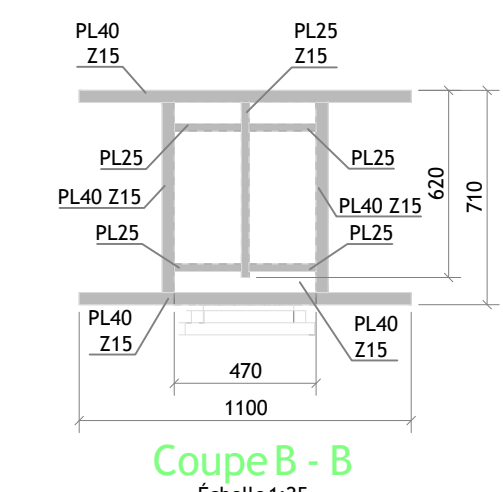
Coupe O - O
Echelle 1:25



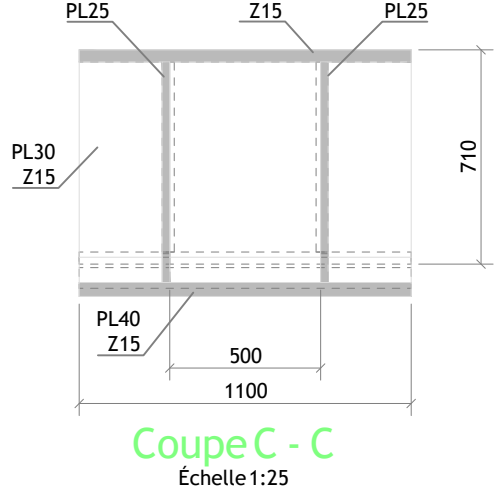
Coupe P - P
Echelle 1:25



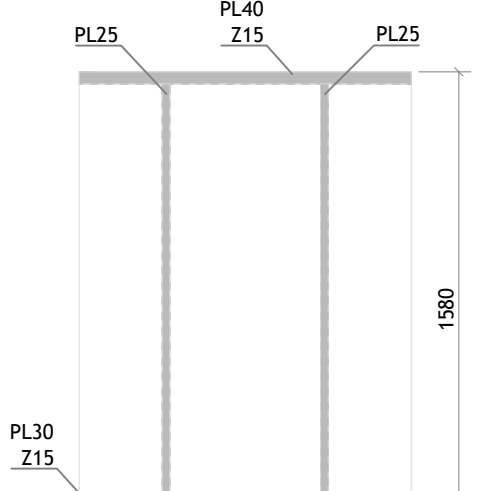
Coupe A - A
Echelle 1:25



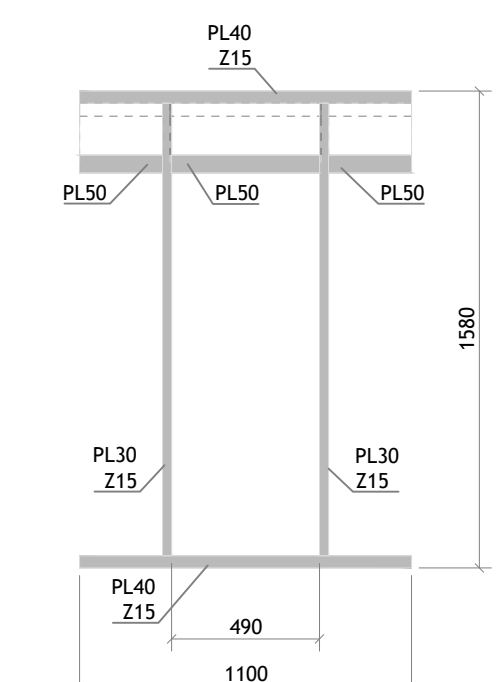
Coupe B - B
Echelle 1:25



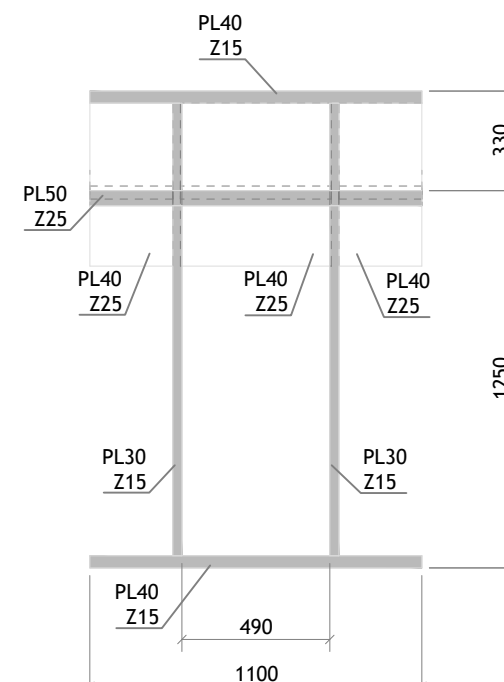
Coupe C - C
Echelle 1:25



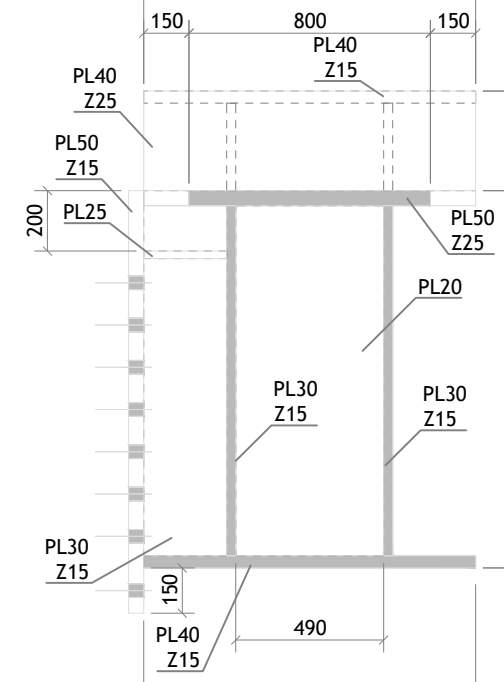
Coupe D - D
Echelle 1:25



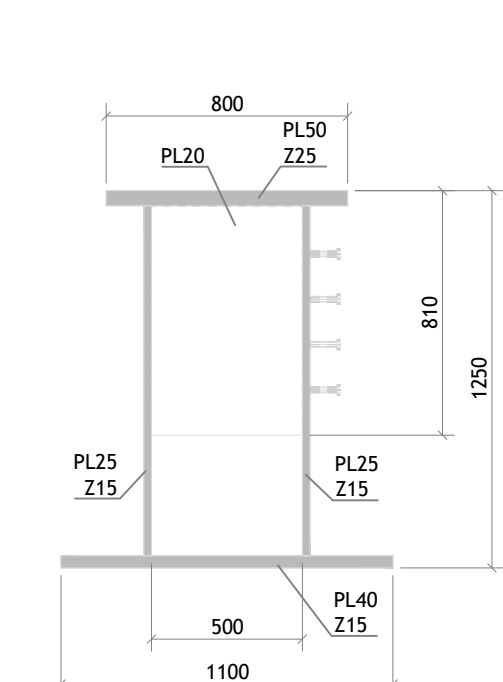
Coupe E - E
Echelle 1:25



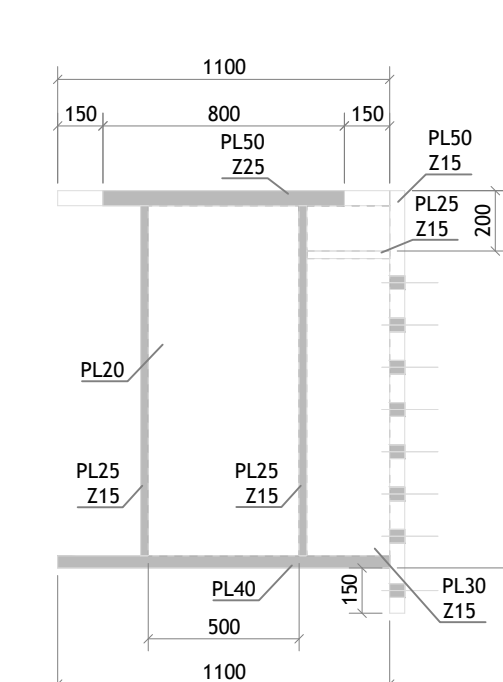
Coupe F - F
Echelle 1:25



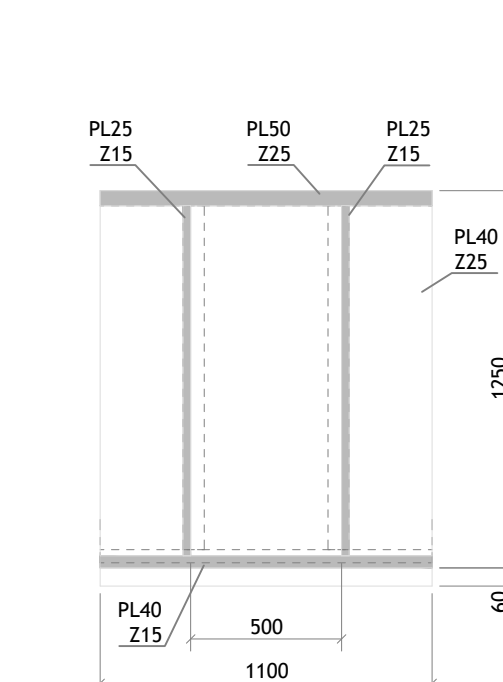
Coupe G - G
Echelle 1:25



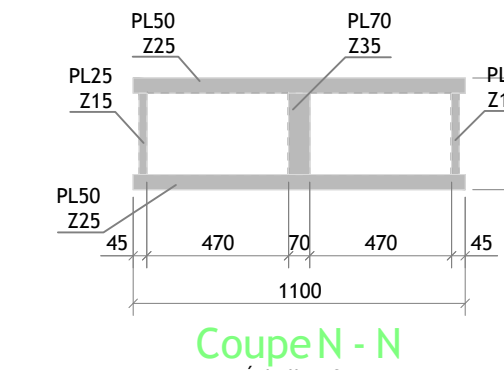
Coupe H - H
Echelle 1:25



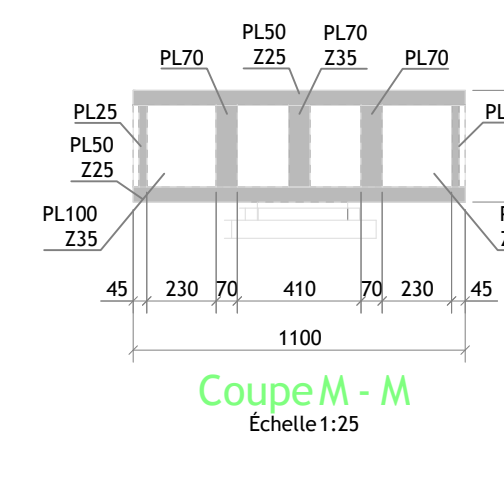
Coupe I - I
Echelle 1:25



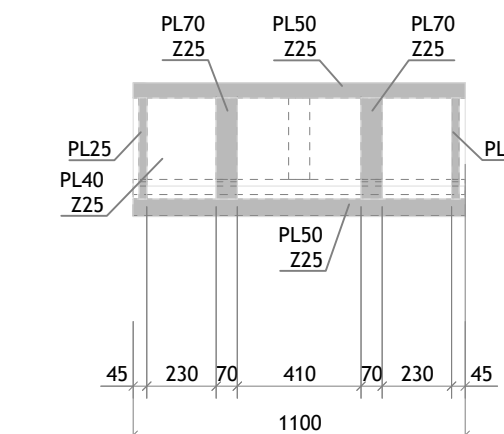
Coupe J - J
Echelle 1:25



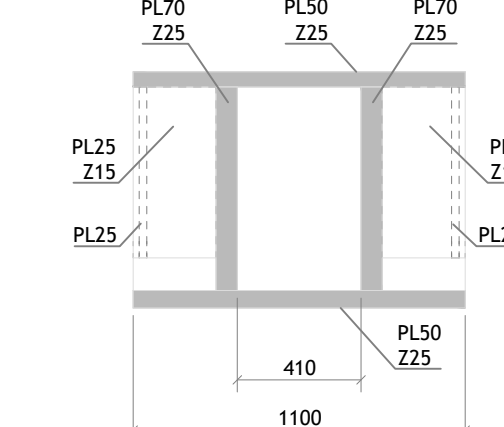
Coupe N - N
Echelle 1:25



Coupe M - M
Echelle 1:25



Coupe L - L
Echelle 1:25



Coupe K - K
Echelle 1:25

Perspective
Sans Echelle

MATÉRIEL STRUCTUREL

Béton Armé:		
Dallages Mixtes	C30/37	(EN206-1)
Poutres Mixtes	Voir BVS-EXE-02 SCH-TZ-TN-1400	
Acier:		
Armatures	A500NR	(NF A 35016)
Treillis Soudé	A500 / Fe 500	(NF A 35024 et NF A 35016)
Sauf indication sur le plan, tout la charpente est en acier classe S275	S275 JR	(EN 10025)
Profilés Laminaux	S275 JR	(EN 10025)
Profilés Tubulaires	S355 JH8	(EN 10219)
Tôles:		
En Étages Courants - Acier S275		
es40mm	S275 JR	(EN10025)
es50mm	S275 JR	(EN10025)
es100mm	S275 J2	(EN10025)
En Étages Courants - Acier S355		
es30mm	S355 JR	(EN10025)
es60mm	S355 J0	(EN10025)
es90mm	S355 J2	(EN10025)
es100mm	S355 K2	(EN10025)
En Étage «Plenum» - Acier S275		
es30mm	S275 JR	(EN10025)
es50mm	S275 J0	(EN10025)
es75mm	S275 J2	(EN10025)
es95mm	S275 N	(EN10025)
En Étage «Plenum» - Acier S355		
es60mm	S355 J2	(EN10025)
es75mm	S355 K2	(EN10025)
es110mm	S355 ML, NPL	(EN10025)
Boulons Précontraints:		
Boulons	Classe 10.9	
Écrous	Classe 10	
Rondelles	(300HV)	
Boulons Courants:		
Boulons	Classe 8.8	(EN15048-1)
Écrous	Classe 8	(EN15048-1)
Rondelles	(100HV)	
Type d'ancrage (Pré-scelllement)	A500NR	(NF A 35016)
Goupilles de type NELSON	S275 J2G1-C450	(EN10025)

REMARQUES POUR BOLLONS

Sauf indication particulière, les diamètres suivants sont à respecter:

- M12 en M14: Ønominal=1mm
- M16, M18, M20, M22 et M24: Ønominal=2mm
- M27 et supérieur: Ønominal=3mm

ENROBAGE DES ARMATURES

Dalle Mixtes

3.0 cm

NOTE

- Selon le spécifié dans la norme EN 206-1:2007 et la norme EN 1992-2:2010.
- Être considéré avec classe structurale S4, correspondant à une durée de vie utile de 50 ans.
- Les valeurs des AI des poutres indiquées dans les plans de charpente correspondent à la base inférieure théorique des ces poutres.
- En synthèse il faudra analyser ces valeurs en ajoutant la contre-flèche indiquée dans chaque poutre et les déformations prévues suivant les codes applicables.

SOUDEAGE:

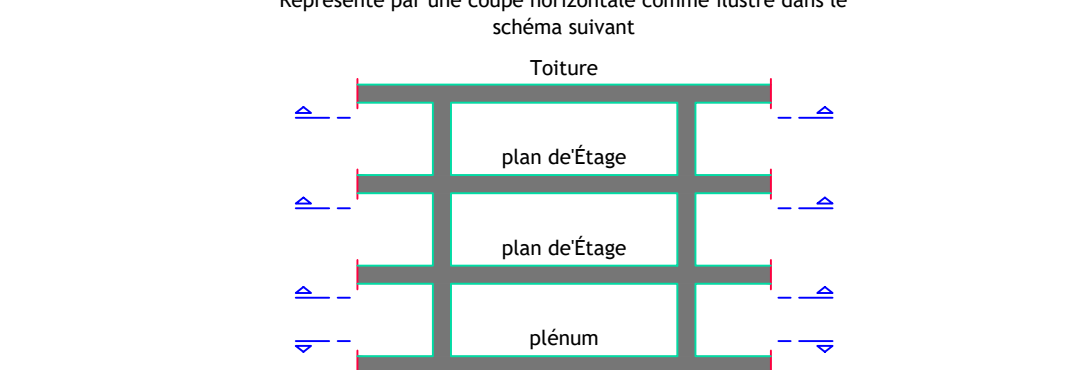
- Métal de soudure T400 ou supérieur
- Sauf indication contraire, le soudage à contrôler est 50 à 70 x épaisseur plus faible souder, en tout le contour des surfaces en contact
- Sauf indication contraire, toutes les connexions sont soudées.

IDENTIFICATION DE L'ALTIMÉTRIE DES ÉLÉMENTS DE STRUCTURE:

- Arase supérieure de l'élément structuré
- Arase inférieure de l'élément structuré

REPRÉSENTATION DE PLAN D'ÉTAGE

Représenté par une coupe horizontale comme illustré dans le schéma suivant:



CADRE DE IDENTIFICATION DE LA DALLE

(1) - Désignation de la dalle:							
COF40: bac collaborant de type COFRASTA 40 avec 0.75 mm d'épaisseur							
(1)	(2)	COF70: bac collaborant de type COFRASTA 70 avec 0.75 mm d'épaisseur					
(3)	(4)	COF200: bac collaborant de type COFRADAL 200 avec 1.00 mm d'épaisseur					
CSP: Dalle coulée sur place							
(2) - Niveau Fini (m)							
(3) - Niveau Brut (m)							
(4) - Ecarteur de la dalle (m)							
(1)	(2)	(5)-(8)					
(3)	(4)	(5) - Autres Charges Permanentes (kN/m ²)					
(6)	(7)	(supersols, échantons et pontons)					
(4)	(7)	(6) - Surcharge (kN/m ²)					
(7) - Poids de la dalle (kN/m ³)							
(8) - RCP: Charge Supplémentaire (kN/m ²)							

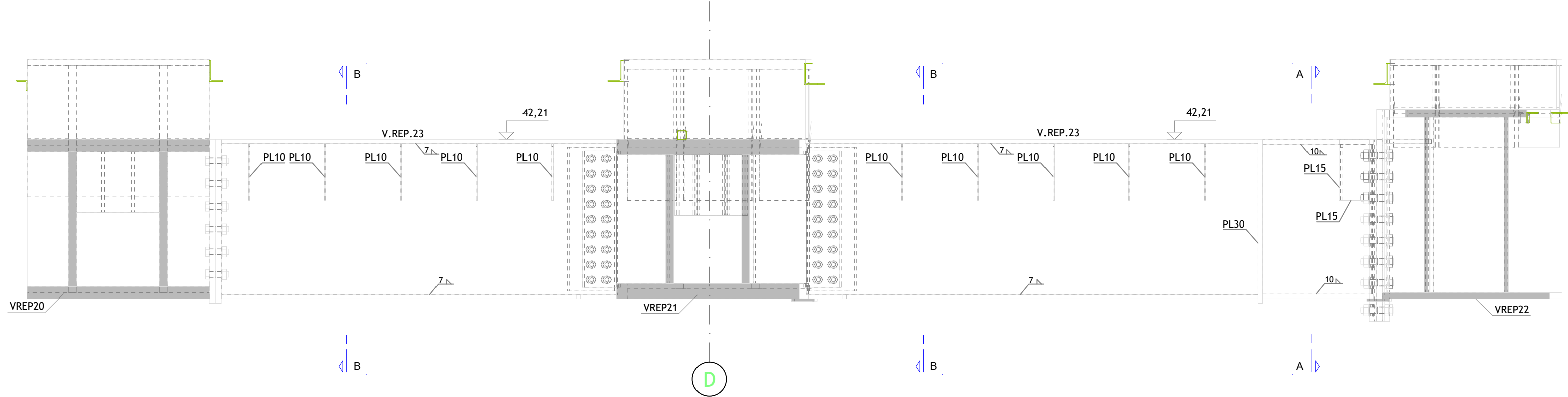
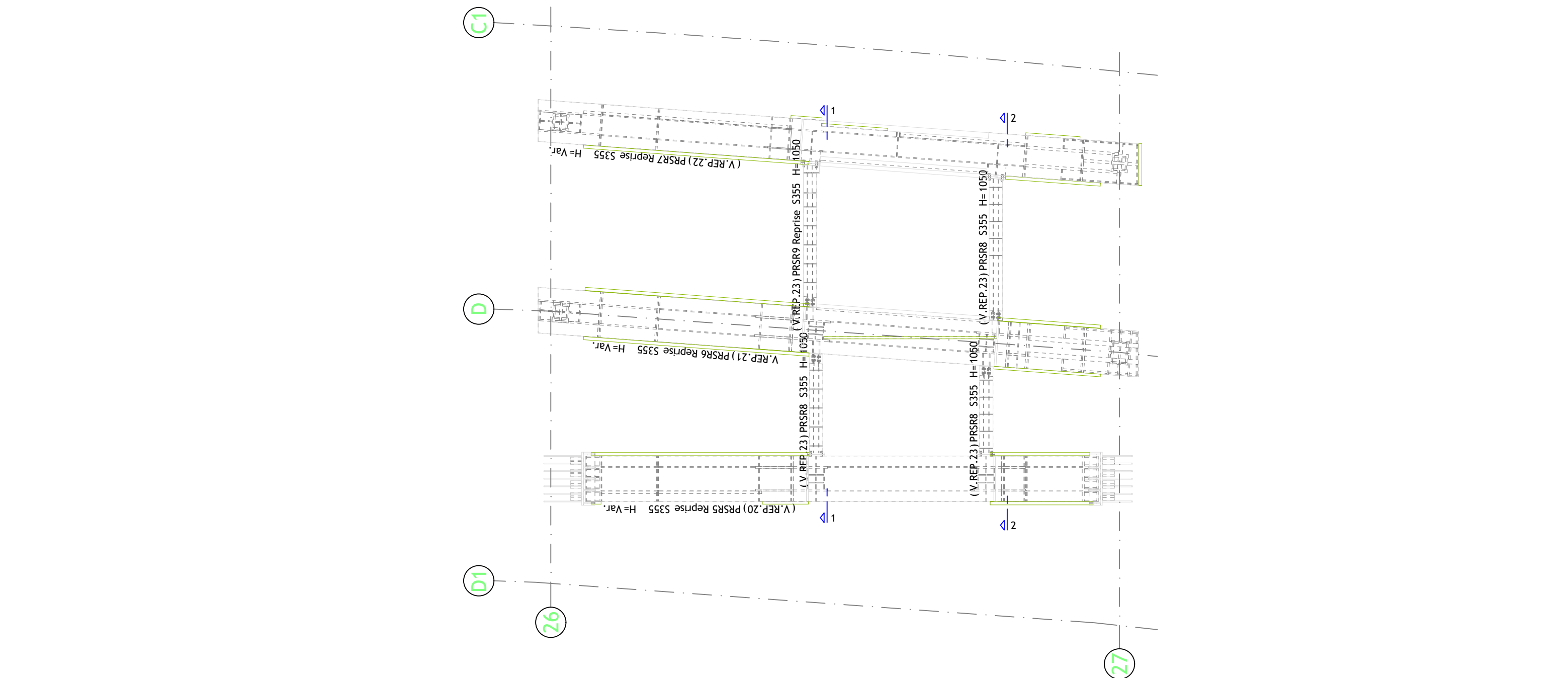
ETAYAGE:

- En phase de montage et de coulage du béton, pour le bac collaborant COFRASTA 40 épaisseur 0.75mm et un ponton 1.64x1.5x1.0m, une file d'étais sont nécessaires, celles-ci doivent la travée en partie égale.
- En phase de montage et de coulage du béton, pour le bac collaborant COFRASTA 40 épaisseur 0.75mm et un ponton 1.64x1.5x1.0m, deux files d'étais sont nécessaires, celles-ci doivent la travée en partie égale.
- En phase de montage et de coulage du béton, pour le bac collaborant COFRASTA 70 épaisseur 0.75mm et un ponton 3.50x1.5x1.0m, une file d'étais sont nécessaires, celles-ci doivent la travée en partie égale.
- En phase de montage et de coulage du béton, les poutres mides doivent être étayées.

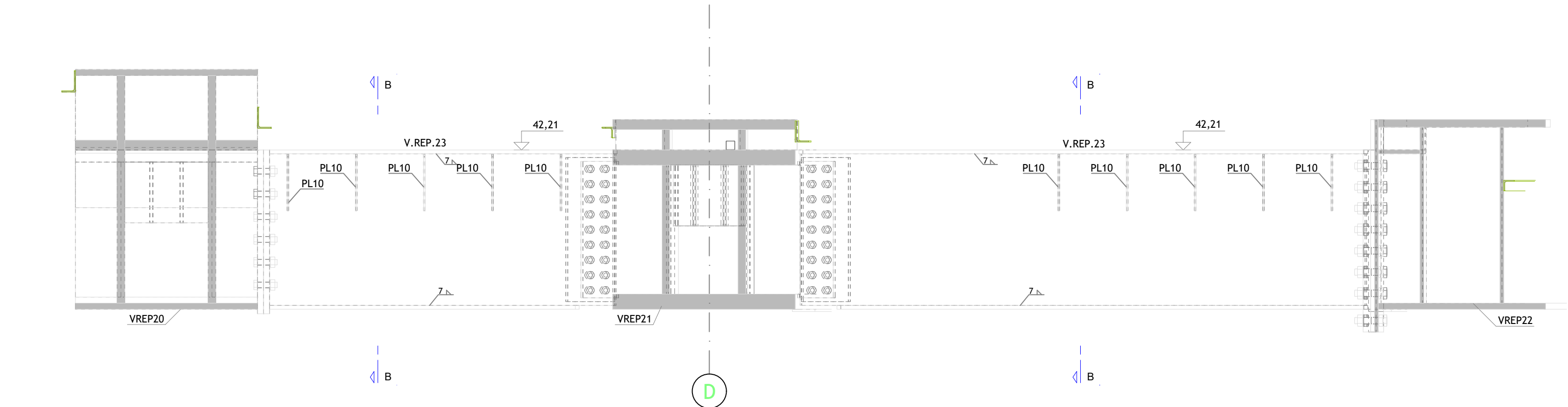
INDICE	DATE	DESCRIPTION	PROJETE	DESIGNE	VERIFIE	VALIDE
0	2017-09-08	1ère Diffusion DOE	JL	JM	GB	RR

KAUFMAN & BROAD			
MAITRISE D'OUVRAGE		107 Avenue Charles de Gaulle 92087 Nanterre Cedex	
ACEDP		de rue de la République - 75009 PARIS	
ARTELIA		ARTELIA 10 Avenue Franklin Delano Roosevelt 92087 Nanterre Cedex	
EGIS Bâtiment		8000 Boulevard de la République 92087 Nanterre Cedex	
BENEFICIAIRE		6 Square de l'Opéra Louis-Saint 92087 Nanterre Cedex	
PHILIA		61 Avenue Jules Quentin 92000 Nanterre	
AVEL Acoustique		AVEL Acoustique 40, rue du Général de Gaulle 92087 Nanterre Cedex	
GV INGENIERIE		GV INGENIERIE 40, rue du Général de Gaulle 92087 Nanterre Cedex	
AXVAL		AXVAL 40, rue du Général de Gaulle 92087 Nanterre Cedex	
INTERFACE		INTERFACE 40, rue du Général de Gaulle 92087 Nanterre Cedex	
SOCOTEC		SOCOTEC 40, rue du Général de Gaulle 92087 Nanterre Cedex	
CSB		CSB 40, rue du Général de Gaulle 92087 Nanterre Cedex	

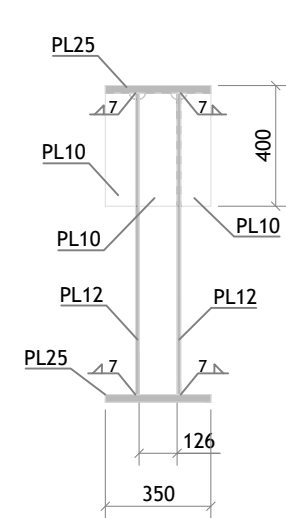
A 9 B - Immeuble de bureaux						
ZAC Seine Rive Gauche, 31 avenue Mendes France - 75013 PARIS						
bysteel						
PETIT VINCI						
61 avenue Jules Quentin 92000 NANTERRE						
DÉTAIL DES ASSEMBLAGES PLENUM						
DÉTAIL POUTRE REPRISE PRSR7 (VREP.22)						
Emetteur	Phase	Lot	Type	Zone	Niveau	Indice
BYSDOE	02	DET	TZ	PLE	1317	0



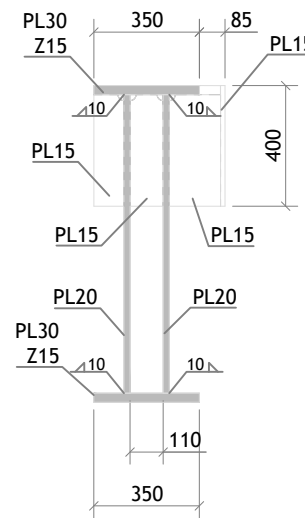
Coupe 1-1
Escala 1:25



Coupe 2-2
Escala 1:25



Coupe B - B
Echelle 1:25



Coupe A - A
Echelle 1:25

MATERIAUX STRUCTURELLE

Béton Armé:

Dallages Mixtes C30/37 (EN206-1)
Poteaux Mixtes Voir BYS-EXE-02-SCH-TZ-TN-1400

Acier:

Armatures A500NR (NF A 35016)
Treillis Soudé A500 / Fe 500 (NF A 35024 et NF A 35016)

Sauf indication sur le plan, tout la charpente est en acier classe S275
Profils Laminés S275 JR (EN 10025)
Profils Tubulaires S355 JOH (EN 10219)

Tôles:

En Étages Courants - Acier S275 S275 JR (EN10025)
e=40mm S275 J0 (EN10025)
e=53mm S275 J2 (EN10025)
e=100mm S275 J2 (EN10025)

En Étages Courants - Acier S355 S355 JR (EN10025)
e=35mm S355 J0 (EN10025)
e=60mm S355 J2 (EN10025)
e=90mm S355 J2 (EN10025)
e=100mm S355 K2 (EN10025)

En Étage -Plenum- - Acier S275 S275 JR (EN10025)
e=35mm S275 J0 (EN10025)
e=55mm S275 J2 (EN10025)
e=75mm S275 J2 (EN10025)
e=95mm S275 N (EN10025)

En Étage -Plenum- - Acier S355 S355 J2 (EN10025)
e=60mm S355 K2 (EN10025)
e=75mm S355 ML/NL (EN10025)
e=110mm S355 ML/NL (EN10025)

Boulons Précontrainte:

Boulons Classe 10.9
Écrous Classe 10 (300HV)
Rondelles (300HV)

Boulons Courants:

Boulons Classe 8.8 (EN15048-1)
Écrous Classe 8 (EN15048-1)
Rondelles (100HV)

Tige d'ancrage (Pré-scelllement)

A500NR (NF A 35016)

Goujons de type NELSON

S235 J2G3-C450 (EN10025)

PERÇAGE POUR BOULONS

Sauf indication particulière, les diamètres suivants sont à respecter:

- M12 et M14: $\phi_{nominal}+1mm$
- M16, M18, M20, M22 et M24: $\phi_{nominal}+2mm$
- M27 et supérieures: $\phi_{nominal}+3mm$

ENROBAGE DES ARMATURES

Dalle Mixtes 3.0 cm

NOTE

- Selon le spécifiée dans la norme EN 206-1:2007 et la norme EN 1992:2010.
- Était considéré une classe structurale S4, correspondant à une durée de vie utile de 50 ans.
- Les valeurs des AI des poutres indiquées dans les plans de charpente correspondent à l'arase inférieure théorique de ces poutres.
- En synthèse il faudra analyser ces valeurs en ajoutant la contre-flèche indiquée dans chaque poutre et les déformations prévues suivant les codes applicables.

SOUDAGE:

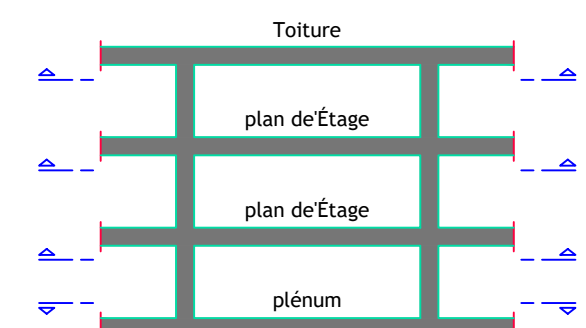
- Métal de soudure Fe450 ou supérieur
- Sauf indication contraire, le soudure à considérer est $a=0.70 \times \text{épaisseur plus faible à souder}$, en tout le contour des surfaces en contact
- Sauf indication contraire, toutes les connexions sont soudées.

IDENTIFICATION DE L'ALTIMÉTRIE DES ÉLÉMENTS DE STRUCTURE:

- Arase supérieur de l'élément structurel
- Arase inférieure de l'élément structurel

REPRESENTATION DE PLAN D'ÉTAGE

Représenté par une coupe horizontale comme illustré dans le schéma suivant



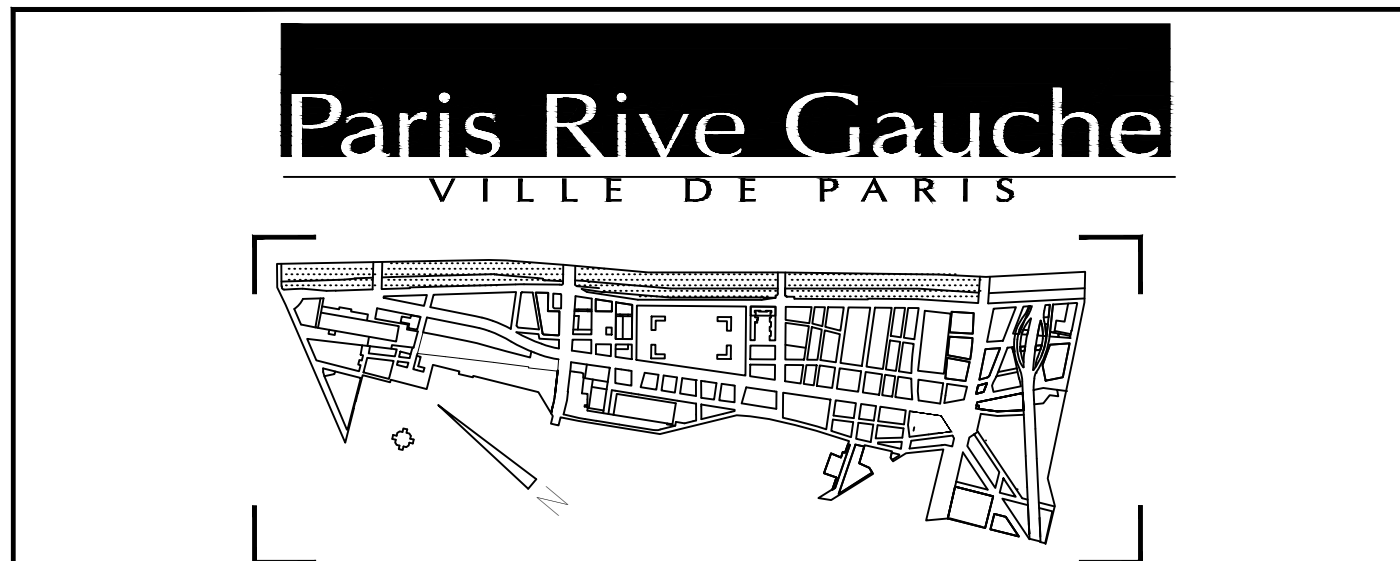
CADRE DE IDENTIFICATION DE LA DALLE

- (1) - Désignation de la dalle:
COF40: bac collaborant de type COFRASTA 40 avec 0.75 mm d'épaisseur
COF70: bac collaborant de type COFRASTA 70 avec 0.75 mm d'épaisseur
COF200: bac collaborant de type COFRADAL 200 avec 1.00 mm d'épaisseur
CSP: Dalle coulée sur place
- (2) - Niveau Fini (m)
- (3) - Niveau Brut (m)
- (4) - Épaisseur de la dalle (m)
- (5) - Autres Charges Permanentes (kN/m)² (suspensions, décrochés et partitions)
- (6) - Surcharge (kN/m)²
- (7) - Poids de la dalle (kN/m)²
- (8) - Recharge Supplémentaire (kN/m)²

ÉTAYAGE:

- En phase de montage et de coulage du béton, pour le bac collaborant COFRASTA 40 épaisseur 0.75mm et une portée 1.64-L=3.69m, une file d'étais sont nécessaire, celles-ci divisent la travée en partie égales.
- En phase de montage et de coulage du béton, pour le bac collaborant COFRASTA 40 épaisseur 0.75mm et une portée 3.69m-L=5.04m, deux files d'étais sont nécessaire, celles-ci divisent la travée en partie égales.
- En phase de montage et de coulage du béton, pour le bac collaborant COFRASTA 70 épaisseur 0.75mm et une portée 3.50-L=4.68m, une file d'étais sont nécessaire, celles-ci divisent la travée en partie égales.
- En phase de montage et de coulage du béton, les poutres mixte doivent être étayée.

INDICE	DATE	DESCRIPTION	PROJETE	DESIGNÉ	VERIFIQUE	VALIDÉ
0	2017-09-08	1ere diffusion DOE	JL	JM	GB	RR



KAUFMAN & BROAD	MAITRISE D'OUVRAGE	187 Avenue Charles de Gaulle 92407 NEUILLY-SUR-SEINE	Tel: 01.41.43.43.43
AECDP	ARCHITECTES	39 rue de la Bruyère - 75008 PARIS	Tel: 01.40.94.80.00
ARTELIA	MAITRE D'OEUVRE D'EXECUTION	ARTELIA 2, avenue François Mitterrand 93810 LA PLAINE SAINT-DENIS	Tel: 01.55.94.10.10
EGIS Bâtiment	-B E T STRUCTURE FLUIDES ASCENSEURS COORDINATION SSI	BOIS BATIMENT 4, rue Dolores Ibarruri 75008 PARIS	Tel: 01.49.50.12.00
BENEFICIENCE	AMO-HQE-BREEAM	6 Square de l'Opéra Louis-Jouvet 75009 PARIS	Tel: 01.44.56.02.58
PHILIA	AMO	SBIA, avenue Pierre Grenier 92 100 BOULOGNE-BILLANCOURT	Tel: 01.46.94.85.85
AVEL Acoustique	BET ACOUSTIQUE	AVEL ACOUSTIQUE 43, rue du Moulin des Frères 75013 PARIS	Tel: 01.45.88.88.82
GV INGENIERIE	ECONOMISTE	GV INGENIERIE 4, rue des Ambais 94 420 La Plaine St Denis	Tel: 01.49.85.12.30
AXYAL	BET CUISINE	4, Passage Saint-Jacques 92 500 RUEIL MALMAISON	Tel: 01.47.77.66.00
INTERFACE	BET FAÇADE	INTERFACE 13, rue de la Goutte du Rieux 85540 SAINT-MAURICE-SUR-MOSELLE	Tel: 03.89.35.06.01
SOCOTEC	CONTRÔLE TECHNIQUE	SOCOTEC PARIS 807 1, rue du Colonel Drissat 75040 PARIS CEDEX 01	Tel: 01.44.76.17.02
CSB	COORDINATEUR SPS	CSB 68-72, rue Marcuseau 93100 MONTREUIL	Tel: 01.55.86.01.08

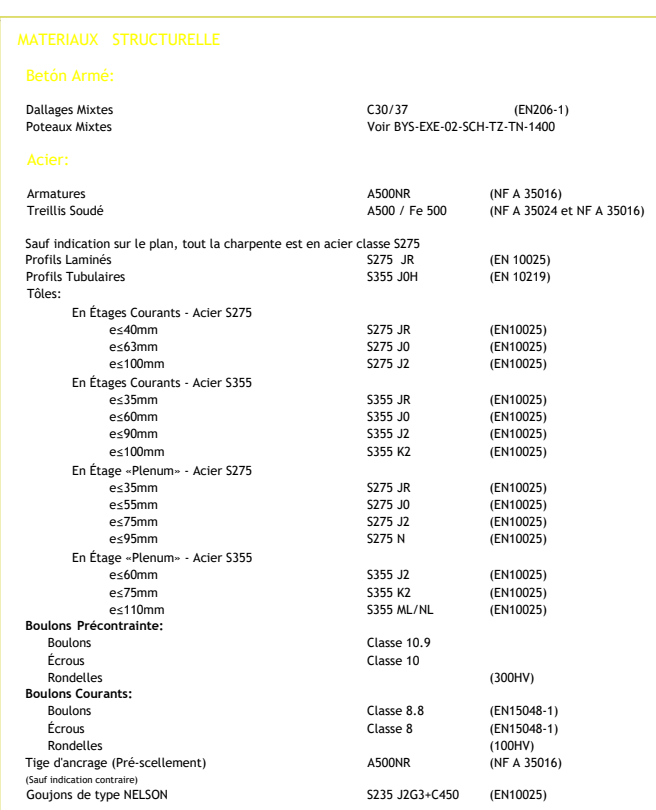
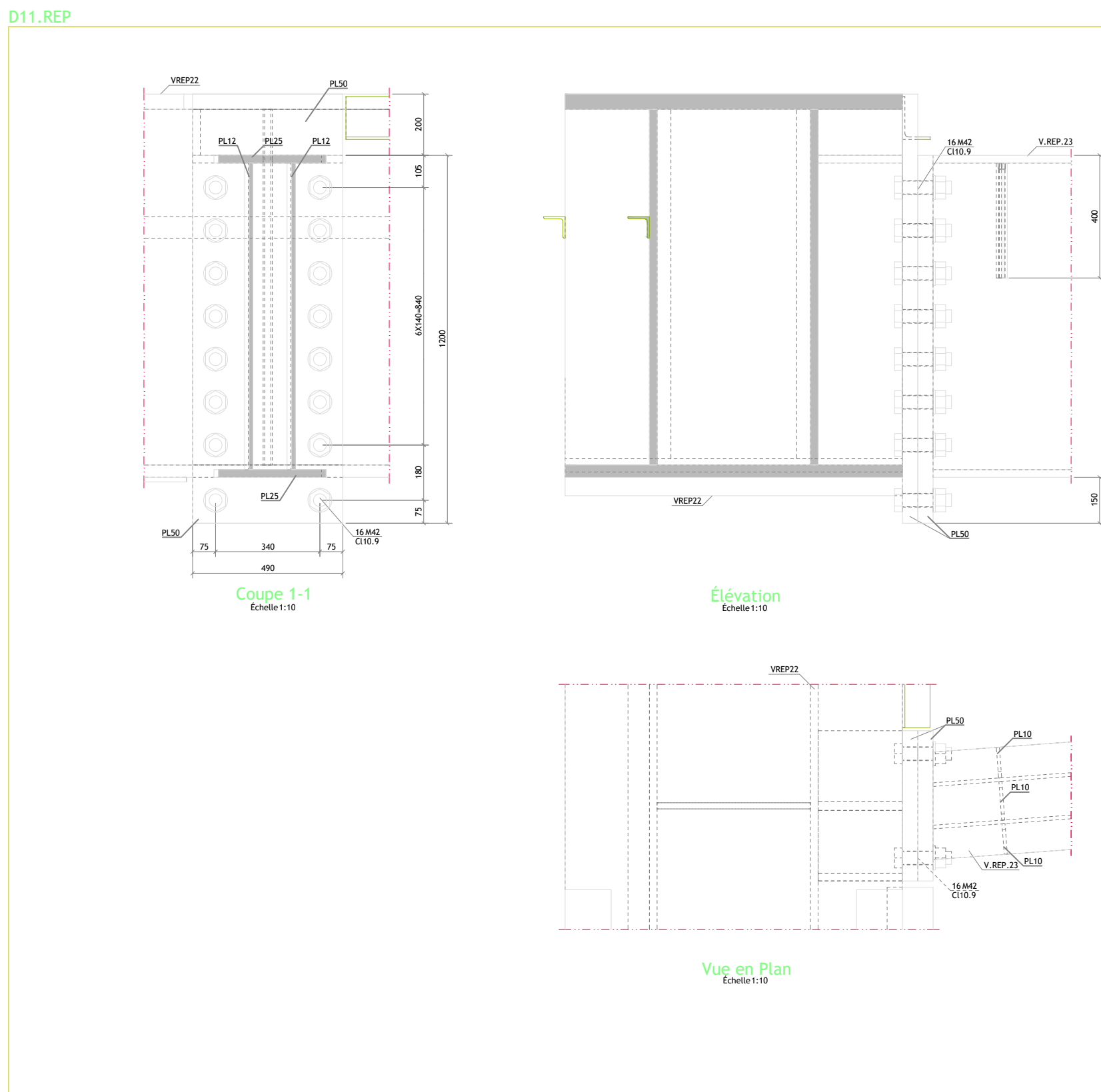
A 9 B - Immeuble de bureaux

ZAC Seine Rive Gauche, 31 avenue Mendes France - 75013 PARIS

DÉTAIL DES ASSEMBLAGES PLENUM

DÉTAIL POUTRE REPRISE PRSR8 E PRSR9 (VREP.23)

Emetteur	Phase	Lot	Type	Zone	Niveau	Numéro	Indice
BYS	DOE	02	DET	TZ	PLE	1318	0
Fichier: BYS DOE 02 DET TZ AE 1300 12 DWG			Dess: JM	Ech: 1/10	Date ind: 2017/09/08		



PERCAGE POUR BOULONS
 Sauf indication particulière, les diamètres suivants sont à respecter :
 - M12 et M14 : Øsouvent=11mm
 - M16, M18, M20, M22 et M24 : Øsouvent=22mm
 - M27 et supérieurs : Øsouvent=31mm

ENROBAGE DES ARMATURES
 Dalle Mixtes 3.0 cm

NOTE
 - Selon le spécifié dans la norme EN 206-1:2007 et la norme EN 1992-2:2005
 - Étaient considérée une classe structurale S45, correspondant à une durée de vie utile de 50 ans.
 - Les valeurs des σ_{ed} des poutres indiquées dans les plans de charge correspond à la zone inférieure théorique de ces aciers.
 - En synthèse il faudra analyser ces valeurs en ajoutant la contre-fleche indiquée dans chaque poutre et les déformations prévues suivant les codes applicables.

SOUDEAGE:

- Métal de soudure Fe450 ou supérieur
- Seul indicatif contraire, la soudure à considérer est $a=0,70 \times \text{épaisseur}$ plus faible à souder, en tout le contour des surfaces en contact
- Seul indicatif contraire, toutes les connexions sont soudées.

IDENTIFICATION DE L'ALTIMÉTRIE DES ÉLÉMENTS DE STRUCTURE:

- Arase supérieure de l'élément structural.
- Arase inférieure de l'élément structural.

REPRESENTATION DE PLAN D'ETAGE

Représenté par une coupe horizontale comme illustré dans le schéma suivant

Le diagramme illustre un plan d'étage représenté par une coupe horizontale. Il est composé de trois sections horizontales empilées, chacune délimitée par des murs verticaux et des poutres horizontales. Les sections sont étiquées de haut en bas : 'Trottoir', 'plan d'étage', 'plan d'étage', et 'plénum'. Des flèches bleues indiquent des directions ou des flux à l'entrée et à la sortie de chaque section.

CHOIX DE IDENTIFIANTS DE LA DALLE

(1) (2)

(3) (4)

(5) (6) (7) (8)

(9) (10) (11) (12)

(1) Désignation de la dalle

(2) Cote bas colonnades de type COFPA340 40 avec 0,75 mm d'épaisseur COFPA 40

(3) Cote bas colonnades de type COFPA370 40 avec 0,75 mm d'épaisseur COFPA 40

(4) Cote bas colonnades de type COFPA370 200 avec 1,00 mm d'épaisseur COFPA 40

(5) Niveau Fini (m)

(6) Niveau Brut (m)

(7) Epaisseur de la dalle (mm)

(8) Surface Charge Permanente (kN/m²)

(9) Surimpose, inclure ou pointer

(10) Surface Charge (kN/m²)

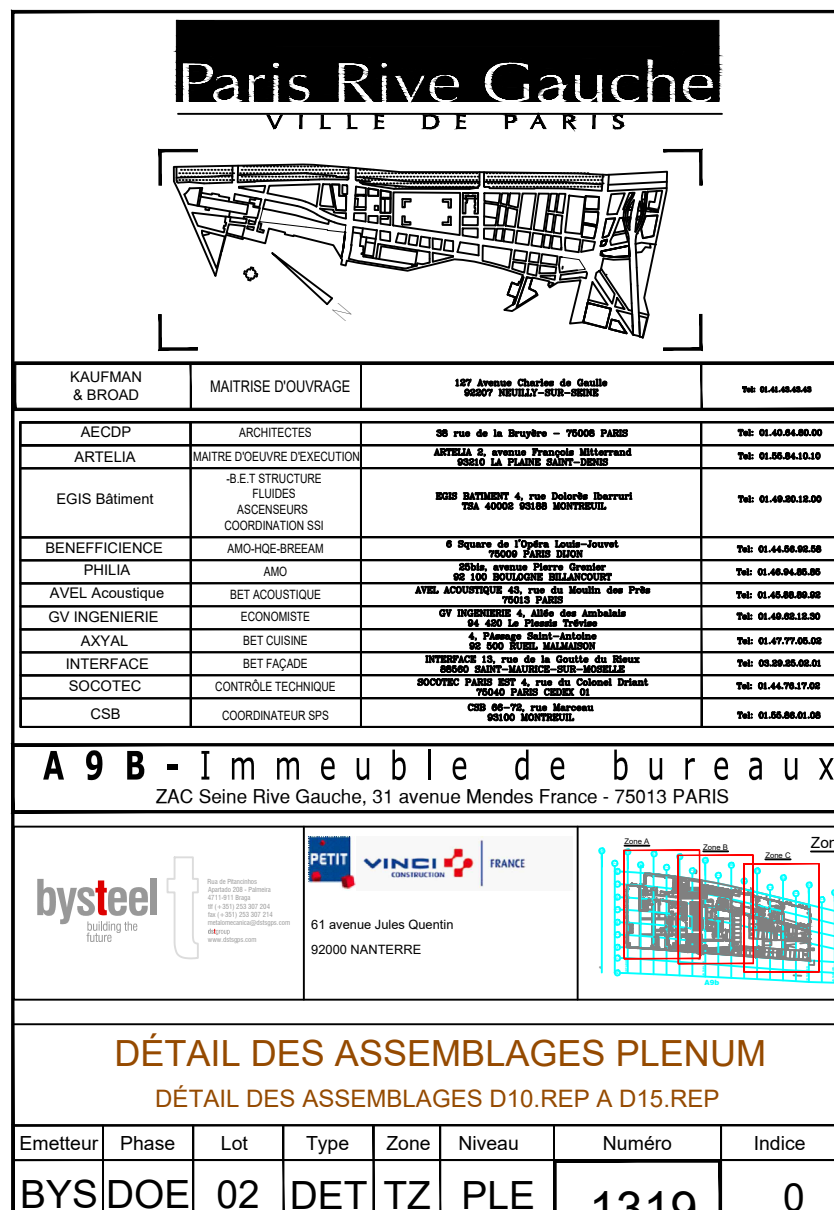
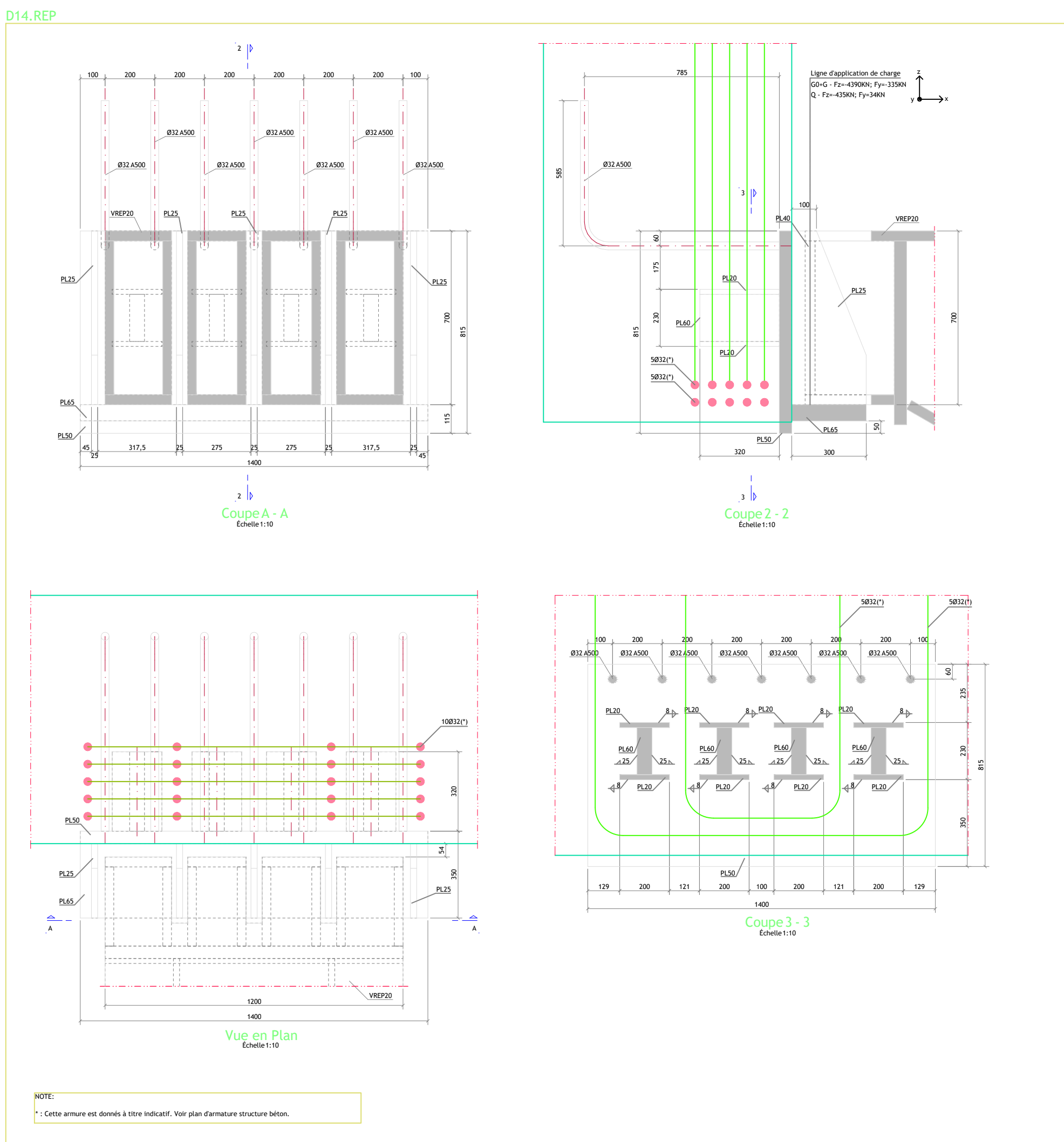
(11) Poids de la dalle (kN/m²)

(12) Recherche Supplémentaire (kN/m²)

ETAYAGE

- Le phase de montage et de coulage à béton, pour le bas colonnade COFPA340 40 Epaisseur 0,75mm et pour les poutres 14x4-10x10, les effectuez avant les colonnades, celles-ci doivent être terminées par la suite.
- Le phase de montage et de coulage à béton, pour les bas colonnade COFPA370 40 Epaisseur 0,75mm et pour les poutres 14x4-10x10, les effectuez avant les colonnades, celles-ci doivent être terminées par la suite.
- Le phase de montage et de coulage à béton, pour le bas colonnade COFPA370 200 Epaisseur 1,00mm et pour les poutres 14x4-10x10, les effectuez avant les colonnades, celles-ci doivent être terminées par la suite.
- Le phase de montage et de coulage à béton, pour le bas colonnade COFPA370 40 Epaisseur 0,75mm et pour les poutres 130x140x40, les effectuez avant les colonnades, celles-ci doivent être terminées par la suite.
- Le phase de montage et de coulage à béton, les poutres doivent être étreintes.

D	2017-09-08	1ère Diffusion DOE	JL	JM	GII	RRI	
INDICE	DATE	DESCRIPTION	PROJETE	DESIGNE	VERIFIEQUE	VALIDE	



ANEXO B: MAPA DE TENSÕES INSTALADAS – SOLUÇÃO EM AÇO S355 – PARA A VIGA VREP.20

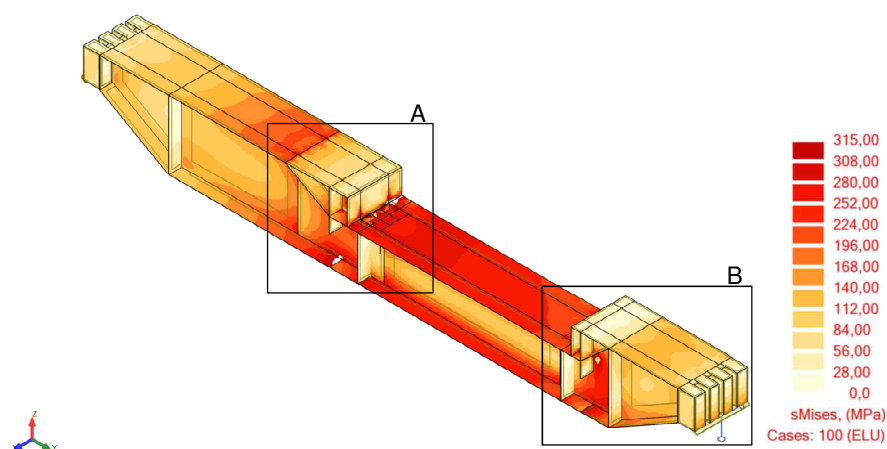
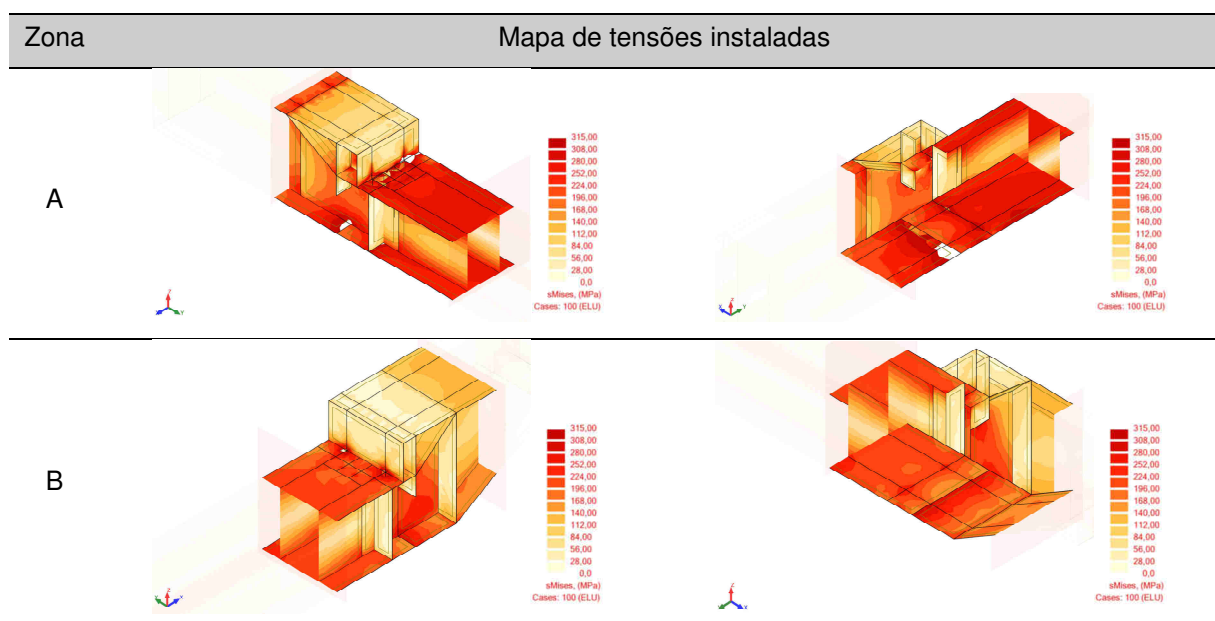


Fig. 49 - Mapa de tensões instaladas na viga VREP.20 (solução em aço S355)

Quadro 41 - Mapa de tensões para as secções críticas da viga VREP.20 (solução em aço S355)



ANEXO C: MAPA DE TENSÕES INSTALADAS – SOLUÇÃO EM AÇO S355 – PARA A VIGA VREP.22

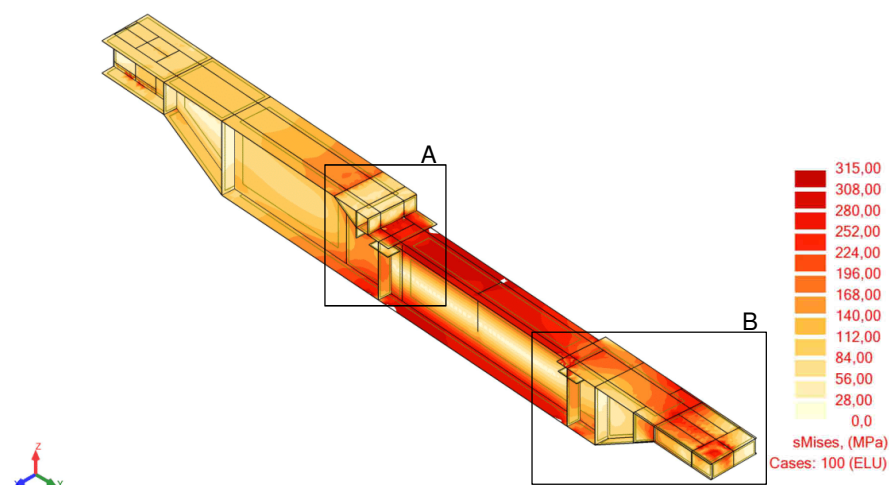
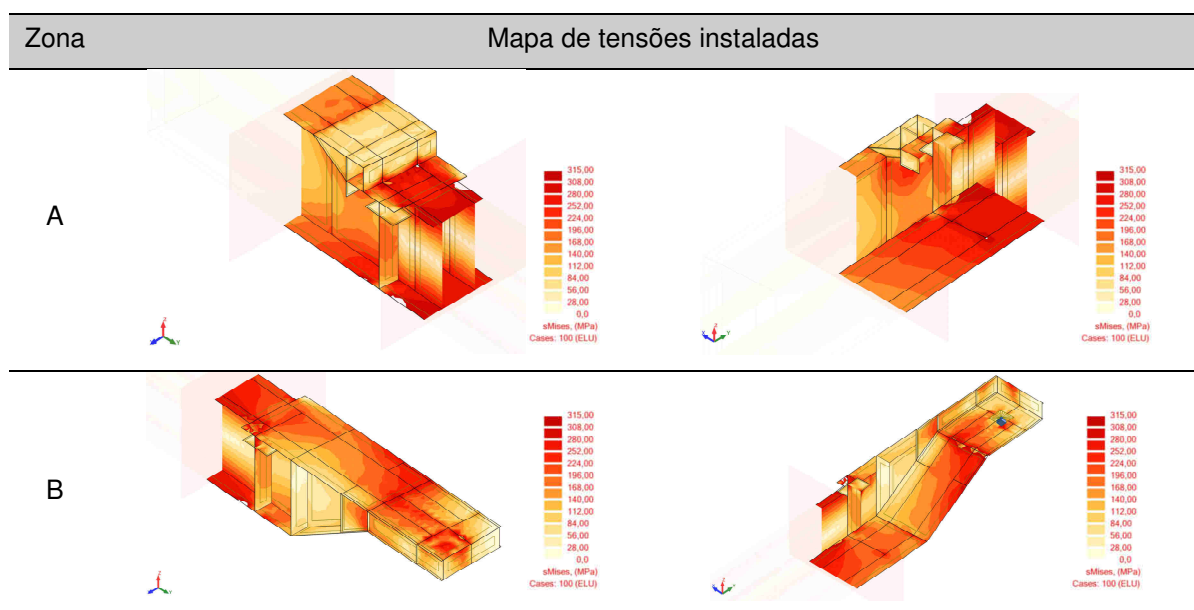


Fig. 50 - Mapa de tensões instaladas na viga VREP.22 (solução em aço S355)

Quadro 42 - Mapa de tensões para as secções críticas da viga VREP.22 (solução em aço S355)



ANEXO D: MAPA DE TENSÕES INSTALADAS – SOLUÇÃO EM AÇO S460, COM CONTEMPLAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO – PARA A VIGA VREP.20

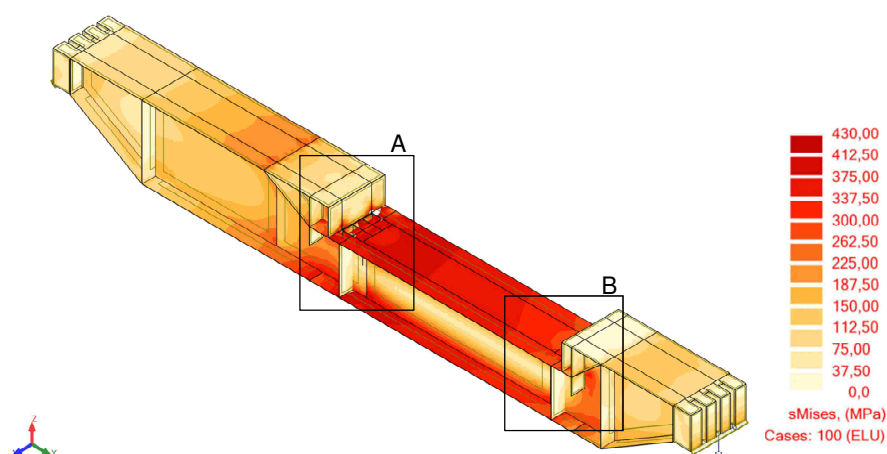
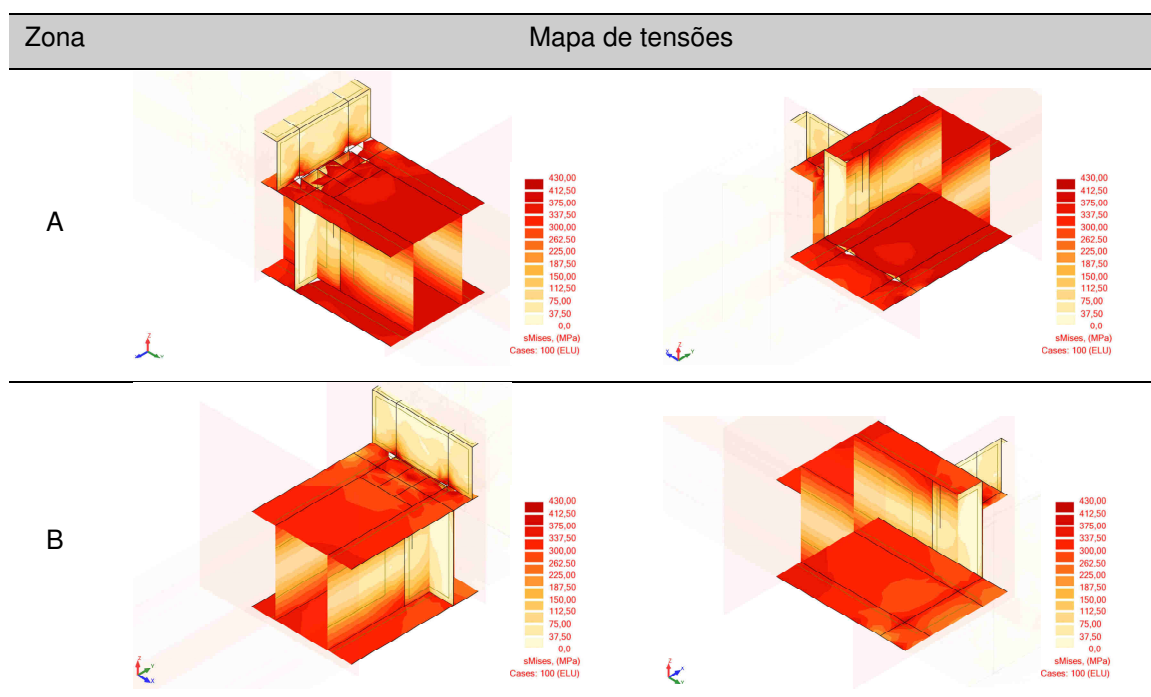


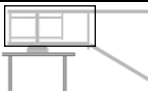
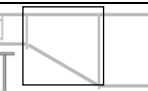



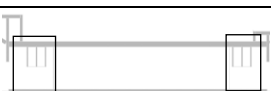
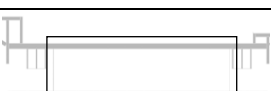

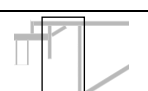


Fig. 51 - Mapa de tensões instaladas na viga VREP.20 (solução em aço S460, com consideração do estado limite de utilização)

Quadro 43 - Mapa de tensões para as secções críticas da viga VREP.20 (solução em aço S460, com consideração do estado limite de utilização)



ANEXO E: TABELA COM ANÁLISES DE CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES TRANSVERSAIS – SOLUÇÃO VIGA VREP.21 EM AÇO S460

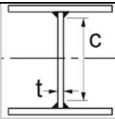
Quadro 44 – Propriedades seccionais para classificação de secções transversais (solução em aço S460)

Secção	Designação	h	b	t _w	t _f	Soldadura (a) ⁶
	VREP.21_a	690 mm	1200 mm	40 mm	40 mm	-
	VREP.21_b ⁷	1580 mm	1200 mm	20 mm	40 mm	26 mm
	VREP.21_c	1580 mm	1200 mm	20 mm	40 mm	17 mm
	VREP.21_d	1580 mm	1200 mm	40 mm	40 mm	30 mm
	VREP.21_e	1580 mm	1200 mm	40 mm	40 mm	30 mm
	VREP.21_f	1050 mm	1200 mm	40 mm	60 mm	17 mm
	VREP.21_g	1050 mm	1200 mm	15 mm	60 mm	17 mm
	VREP.21_h	1250 mm	1200 mm	40 mm	50 mm	30 mm
	VREP.21_i	1250 mm	1200 mm	40 mm	50 mm	30 mm
	VREP.21_j	1250 mm	1200 mm	40 mm	50 mm	-
	VREP.21_k	380 mm	1200 mm	100 mm	50 mm	-

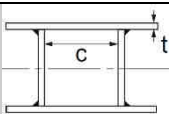
⁶ Os valores das espessuras dos cordões de soldadura correspondem aos valores previstos no projeto de execução, valores referentes à solução inicial, sendo esta opção conservativa, devido ao facto de que com a aplicação destes novos aços as espessuras tenderiam a diminuir.

⁷ Para as secções com variação de altura, é apenas apresentada a análise para a parte de secção de maior altura por ser a secção condicionante em termos de classificação.

Quadro 45 - Classificação de secções transversais – componentes internos comprimidos – almas (solução em aço S460)

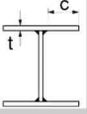
	c	t	c/t	Componente solicitado à flexão			Classe
				72ε	83 ε	124 ε	
VREP.21_a	610 mm	40 mm	15,25				1
VREP.21_b	1448 mm	20 mm	72,40				3
VREP.21_c	1466 mm	20 mm	73,30				3
VREP.21_d	1440 mm	40 mm	36,00				1
VREP.21_e	1420 mm	40 mm	35,50				1
VREP.21_f	896 mm	40 mm	22,40	51,46	59,32	88,63	1
VREP.21_g	896 mm	15 mm	59,73				3
VREP.21_h	1080 mm	40 mm	27,00				1
VREP.21_i	1090 mm	40 mm	27,25				1
VREP.21_j	1150 mm	40 mm	28,75				1
VREP.21_k	380 mm	100 mm	3,80				1

Quadro 46 - Classificação de secções transversais – componentes internos comprimidos – parte interna do banzo comprimida (solução em aço S460)

	c^8	t	c/t	Componente solicitado à compressão			Classe
				33 ϵ	38 ϵ	42 ϵ	
VREP.21_a	470 mm	40 mm	11,75				1
VREP.21_b	470 mm	40 mm	11,75				1
VREP.21_c	500 mm	40 mm	12,50				1
VREP.21_d	450 mm	40 mm	11,25				1
VREP.21_e	450 mm	40 mm	11,25				1
VREP.21_f	500 mm	60 mm	8,33	23,59	27,16	30,02	1
VREP.21_g	500 mm	60 mm	8,33				1
VREP.21_h	450 mm	50 mm	9,00				1
VREP.21_i	450 mm	50 mm	9,00				1
VREP.21_j	310 mm	50 mm	6,20				1
VREP.21_k	310 mm	50 mm	6,20				1

⁸ c, valor fixo, retirado do projeto de execução.

Quadro 47 - Classificação de secções transversais – componentes internos comprimidos – banzos em consola
(solução em aço S460)

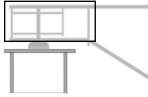





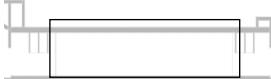



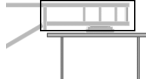
	c	t	c/t	Componente solicitado à compressão			Classe
				9ε	10 ε	14 ε	
VREP.21_a	325 mm	40 mm	8,13				3
VREP.21_b	299 mm	40 mm	7,48				3
VREP.21_c	308 mm	40 mm	7,70				3
VREP.21_d	295 mm	40 mm	7,38				3
VREP.21_e	295 mm	40 mm	7,38				3
VREP.21_f	308 mm	60 mm	5,13	6,43	7,15	10,01	1
VREP.21_g	308 mm	60 mm	5,13				1
VREP.21_h	295 mm	50 mm	5,90				1
VREP.21_i	295 mm	50 mm	5,90				1
VREP.21_j	325 mm	50 mm	6,50				2
VREP.21_k	325 mm	50 mm	6,50				2

Quadro 48 - Classificação de secções transversais – classificação final (solução em aço S460)

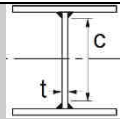
VREP.21	Alma	Banzo comprimido	Banzo em consola	Secção transversal
VREP.21_a	1	1	3	3
VREP.21_b	3	1	3	3
VREP.21_c	3	1	3	3
VREP.21_d	1	1	3	3
VREP.21_e	1	1	3	3
VREP.21_f	1	1	1	1
VREP.21_g	3	1	1	1
VREP.21_h	1	1	1	1
VREP.21_i	1	1	1	1
VREP.21_j	1	1	2	2
VREP.21_k	1	1	2	2

ANEXO F: TABELA COM ANÁLISES DE CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES TRANSVERSAIS – SOLUÇÃO VIGA VREP.21 EM AÇO S690

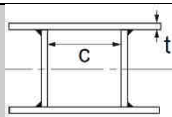
Quadro 49 - Propriedades seccionais para classificação de secções transversais (solução em aço S690)

Secção	Designação	h	b	t _w	t _f	Soldadura (a)
	VREP.21_a	690 mm	1200 mm	30 mm	40 mm	-
	VREP.21_b	1580 mm	1200 mm	20 mm	40 mm	26 mm
	VREP.21_c	1580 mm	1200 mm	25 mm	40 mm	17 mm
	VREP.21_d	1580 mm	1200 mm	40 mm	40 mm	30 mm
	VREP.21_e	1580 mm	1200 mm	40 mm	40 mm	30 mm
	VREP.21_f	1050 mm	1200 mm	40 mm	40 mm	17 mm
	VREP.21_g	1050 mm	1200 mm	15 mm	40 mm	17 mm
	VREP.21_h	1250 mm	1200 mm	30 mm	40 mm	30 mm
	VREP.21_i	1250 mm	1200 mm	30 mm	40 mm	30 mm
	VREP.21_j	1250 mm	1200 mm	30 mm	40 mm	-
	VREP.21_k	380 mm	1200 mm	80 mm	40 mm	-

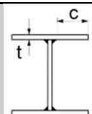
Quadro 50 - Classificação de secções transversais – componentes internos comprimidos – almas (solução em aço S690)

	c	t	c/t	Componente solicitado à flexão			Classe
				72ε	83 ε	124 ε	
VREP.21_a	610 mm	30 mm	20,33				1
VREP.21_b	1448 mm	20 mm	72,40				3
VREP.21_c	1466 mm	25 mm	58,64				3
VREP.21_d	1440 mm	40 mm	36,00				1
VREP.21_e	1420 mm	40 mm	36,00				1
VREP.21_f	936 mm	40 mm	23,40	42,02	48,44	72,37	1
VREP.21_g	936 mm	15 mm	62,40				3
VREP.21_h	1110 mm	30 mm	37,00				1
VREP.21_i	1110 mm	30 mm	37,00				1
VREP.21_j	1170 mm	30 mm	39,00				1
VREP.21_k	380 mm	80 mm	4,75				1

Quadro 51 - Classificação de secções transversais – componentes internos comprimidos – parte interna do banzo comprimida (solução em aço S690)

	c	t	c/t	Componente solicitado à compressão			Classe
				33ε	38 ε	42 ε	
VREP.21_a	470 mm	40 mm	11,75				1
VREP.21_b	470 mm	40 mm	11,75				1
VREP.21_c	500 mm	40 mm	12,50				1
VREP.21_d	450 mm	40 mm	11,25				1
VREP.21_e	450 mm	40 mm	11,25				1
VREP.21_f	500 mm	40 mm	12,50	19,26	22,18	24,51	1
VREP.21_g	500 mm	40 mm	12,50				1
VREP.21_h	450 mm	40 mm	11,25				1
VREP.21_i	450 mm	40 mm	11,25				1
VREP.21_j	310 mm	40 mm	7,75				1
VREP.21_k	310 mm	40 mm	7,75				1

Quadro 52 - Classificação de secções transversais – componentes internos comprimidos – banzos em consola
(solução em aço S690)

	c	t	c/t	Componente solicitado à compressão			Classe
				9ε	10 ε	14 ε	
VREP.21_a	325 mm	40 mm	8,13				3
VREP.21_b	299 mm	40 mm	7,48				3
VREP.21_c	308 mm	40 mm	7,70				3
VREP.21_d	295 mm	40 mm	7,38				3
VREP.21_e	295 mm	40 mm	7,38				3
VREP.21_f	308 mm	40 mm	7,70	5,25	5,84	8,17	3
VREP.21_g	308 mm	40 mm	7,70				3
VREP.21_h	295 mm	40 mm	7,38				3
VREP.21_i	295 mm	40 mm	7,38				3
VREP.21_j	325 mm	40 mm	8,13				3
VREP.21_k	325 mm	40 mm	8,13				3

Quadro 53 - Classificação de secções transversais – classificação final (solução em aço S690)

VREP.21	Alma	Banzo comprimido	Banzo em consola	Secção transversal
VREP.21_a	1	1	3	3
VREP.21_b	3	1	3	3
VREP.21_c	3	1	3	3
VREP.21_d	1	1	3	3
VREP.21_e	1	1	3	3
VREP.21_f	1	1	3	3
VREP.21_g	3	1	3	3
VREP.21_h	1	1	3	3
VREP.21_i	1	1	3	3
VREP.21_j	1	1	3	3
VREP.21_k	1	1	3	3

ANEXO G: DADOS DE QUANTIFICAÇÃO DE PREÇOS DE SOLDADURASQuadro 54 - Quantificação das variáveis intervenientes no custo de soldaduras de ângulo⁹

Espessura	Peso	Volume	Mão de obra
7 mm	0,19 kg	0,03 m ³	0,18 h
10 mm	0,51 kg	0,07 m ³	0,37 h
15 mm	1,15 kg	0,15 m ³	0,83 h
16 mm	1,31 kg	0,17 m ³	0,94 h
17 mm	1,47 kg	0,19 m ³	1,07 h
18 mm	1,65 kg	0,21 m ³	1,19 h
20 mm	2,04 kg	0,27 m ³	1,47 h
23 mm	2,70 kg	0,35 m ³	1,95 h

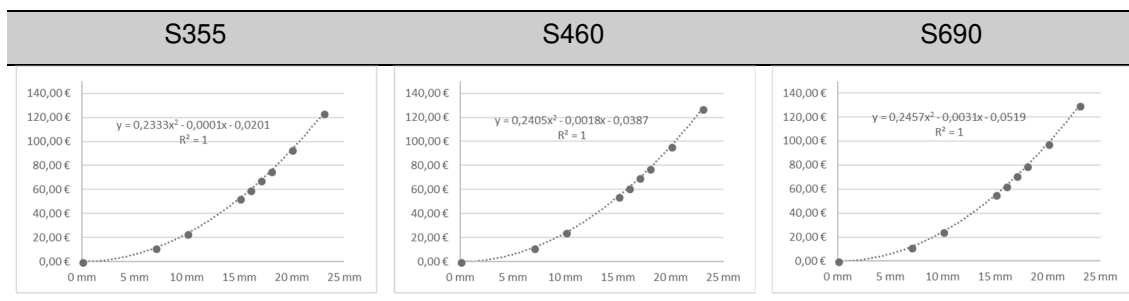
Quadro 55 - Quantificação das variáveis intervenientes no custo de soldaduras de topo

Espessura	Peso	Volume	Mão de obra
25 mm	2,04 kg	0,27 m ³	1,48 h
35 mm	3,56 kg	0,46 m ³	2,56 h
40 mm	4,47 kg	0,58 m ³	3,23 h
50 mm	6,62 kg	0,86 m ³	4,78 h
65 mm	10,64 kg	1,38 m ³	7,68 h
70 mm	12,19 kg	1,58 m ³	8,80 h
120 mm	33,50 kg	4,36 m ³	24,20 h

⁹ Valores para 1 metro linear de soldadura.

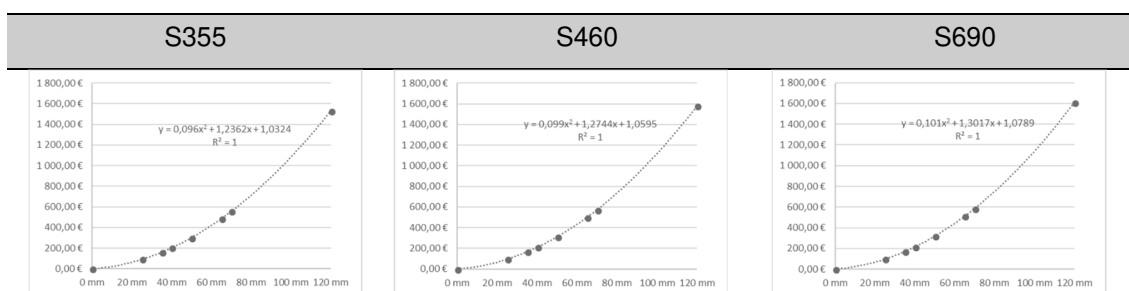
ANEXO H: QUANTIFICAÇÃO DE PREÇOS DE SOLDADURAS EM OBRA

Quadro 56 - Custo de soldaduras de ângulo, em obra, em função da espessura do cordão



- $C_{\text{soldadura S355}} = 0,2333e^2 - 0,0001e - 0,0201$
- $C_{\text{soldadura S460}} = 0,2405e^2 - 0,0018e - 0,0387$
- $C_{\text{soldadura S690}} = 0,2457e^2 - 0,0031e - 0,0519$

Quadro 57 - Custo de soldaduras de topo, em obra, em função da espessura do cordão



- $C_{\text{soldadura S355}} = 0,096e^2 + 1,2362e + 1,0324$
- $C_{\text{soldadura S460}} = 0,099e^2 + 1,2744e + 1,0595$
- $C_{\text{soldadura S690}} = 0,101e^2 + 1,3017e + 1,0789$

